

PROJECTO DE PAVILHÕES E ESTRUTURAS INDUSTRIAIS

Desenvolvimento de uma Aplicação Informática

LUÍS CARLOS MARTINS OLIVEIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientadora: Professora Doutora Elsa de Sá Caetano

SETEMBRO DE 2011

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2010/2011

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

À memória do meu avô e
aos meus Pais.

Só se vê bem com o coração, o essencial é invisível para os olhos.

Antoine de Saint-Exupéry

AGRADECIMENTOS

O desenvolvimento deste trabalho só foi possível graças ao círculo de pessoas que me acompanharam e a apoiaram incondicionalmente em todos os momentos. O agradecimento que aqui apresento é apenas uma pequena forma de expressar a real importância desse apoio e a minha mais sincera gratidão.

À Professora Doutora Elsa de Sá Caetano, orientadora científica, pela disponibilidade, motivação e partilha de conhecimentos que contribuíram de forma decisiva para este trabalho.

Aos meus pais e irmãos, pelo apoio, amor e carinho que de forma constante me deram e sem os quais não teria sido possível a realização deste trabalho.

À restante família, pela amizade e carinho que sempre me deram.

Aos meus amigos, em especial ao Diogo Oliveira, ao Leonídio Fonseca, à Vânia Freitas e ao Ricardo Mourato pela leitura e opinião sobre o trabalho, mas acima de tudo pela amizade e pelos momentos agradáveis e de felicidade que me proporcionaram ao longo deste trabalho.

Aos meus colegas de curso, em especial ao Hugo Costa e Nuno Gomes, por todos os momentos que passamos, pelo companheirismo e motivação.

A toda a equipa da EPOCA – Gestão, Estudos e Projectos, Lda por todo o conhecimento partilhado, pelo apoio e amizade.

A todos o meu MUITO OBRIGADO.

RESUMO

Em Portugal, tem-se verificado uma expansão do mercado da construção metálica, impulsionado em grande parte pela construção de pavilhões industriais. Esta expansão está relacionada com a necessidade de construir com prazos mais curtos, maior controlo de qualidade e maior sustentabilidade ambiental. Estes aspectos têm sido superados pela construção metálica relativamente à construção em betão armado. No entanto, os maiores custos do aço em relação ao betão têm levado os engenheiros à procura de soluções mais económicas. Esta procura tem incidido sobre quatro vectores principais, nomeadamente, a racionalização do material, da mão-de-obra, dos custos de transporte e da manutenção.

Neste trabalho, começou-se por estudar as soluções actualmente existentes para este tipo de estruturas, tendo-se percebido que a racionalização do material é um dos vectores com maior peso no custo global da estrutura. Neste sentido, optou-se por desenvolver uma metodologia que permitisse a optimização do custo de uma estrutura por alteração das características mecânicas da estrutura, uma vez que, estas afectam directamente os esforços. Com esta finalidade, optou-se pela criação de uma ferramenta informática que permita a definição da estrutura parametricamente, o cálculo das acções e o dimensionamento. Para ter em consideração a importância dos restantes três vectores, nesta fase de desenvolvimento, optou-se por direccionar a ferramenta informática apenas para pórticos simples com perfis de alma cheia e travessas inclinadas, por se considerar, de entre várias tipologias analisadas, a mais económica em termos de mão-de-obra, transporte e manutenção.

A ferramenta desenvolvida designou-se por OPM e permite dimensionar rapidamente um conjunto de estruturas com características geométricas e/ou acções distintas, possibilitando assim optimizar os custos da estrutura por via da racionalização do material. O OPM tirou partido da interacção com um programa comercial de cálculo de estruturas, nomeadamente, o SAP 2000, permitindo evidenciar as vastas possibilidades que um engenheiro com conhecimentos de programação pode beneficiar na automatização do dimensionamento de estruturas. Esta ferramenta permitiu dois estudos, nomeadamente, a comparação dos efeitos das acções da neve e do vento numa estrutura localizada em duas zonas diferentes do país, onde estas acções têm intensidades, bastante distintas, e ainda o estudo de uma estrutura dimensionada para duas classes de aço, S275 e S355, permitindo comparar as duas soluções em termos de custos.

No primeiro estudo, verificou-se que as zonas acima dos 650 metros são fortemente afectadas pela acção da neve face a uma mesma estrutura sujeita a vento com grande intensidade, situada numa zona costeira. Este facto realça a importância da adaptação do dimensionamento das estruturas relativamente às acções de cada região, em detrimento da generalização dos projectos para todo o território nacional sem ter em atenção as diferentes interacções destas duas acções que são determinantes no dimensionamento deste tipo de estruturas.

No segundo estudo, verificou-se que é possível obter uma economia da ordem dos 9% relativamente ao custo do material, se se optar por usar um aço da classe S355 ao invés do aço S275.

PALAVRAS-CHAVE: pavilhões industriais, estruturas metálicas, programa informático, optimização de estruturas, OPM.

ABSTRACT

In Portugal, there has been a growth in the steel construction market, mostly driven by the construction of industrial buildings. This expansion is related to the necessity of building with shorter time period, greater control of quality and greater environmental sustainability. These aspects have been overcome by steel construction over the construction with reinforced concrete. However, the higher cost of steel in comparison to concrete has led the engineers in the search for more affordable solutions. This demand has focused on four main vectors, in particular, the rationalization of the material, the labor force, the cost of transport and its maintenance.

In this paper, we began by studying the solutions currently available for this structures type, and it was perceived that the rationalization of the material is the vector with the greatest weight in the overall cost of the structure. In this way, it was decided to develop a methodology that would allow the optimization of the structure's cost by changing its mechanical characteristics, since these directly affect the internal forces. For this purpose, we chose to create a computer tool that would allow the definition of the parametric structure, calculation and dimensioning. In order to achieve the importance of the remaining three vectors, at this development stage, it was chosen to direct the computer tool only to include portal frames with sloped rafters, because this was considered, within various typologies analyzed, the most economical in terms of labor, transportation and maintenance.

The developed tool, designated as OPM, allows us the fast dimensioning of a set of structures with geometric characteristics and/or separate actions, thereby making it possible to optimize the costs of the structure through the rationalization of the material.

The OPM took advantage of the interaction with a commercial program for calculation of structures, in particular the SAP 2000, making it possible to highlight the vast opportunities that an engineer with programming skills can gain from the automatization of structure design. This tool has allowed two studies, in particular, the comparison of snow and the wind effects and actions in a structure located in two different country areas, where these actions have very different intensities and another study of a structure adapted for confection from two steel classes, S275 and S355, allowing the comparison of these solutions in expense terms.

In the first study, it was found that in areas above 650 meters, the structure is strongly affected by the snow action in comparison to the same structure exposed to high intensity winds, situated in a coastal area. This highlights the importance of adapting structure dimensioning after each region climate effects, rather than generalizing the projects for the whole national territory, without having in consideration the different interactions of these two determinant actions on the design of this structure types.

In the second study, it was found that it is possible to obtain savings in the order of 9% when comparing the material price, if it is chosen to use the steel of class S355 instead of the S275.

KEYWORDS: industrial buildings, metal structures, computer program, optimization of structures, OPM.

ÍNDICE GERAL

| | |
|----------------------|-----|
| AGRADECIMENTOS | i |
| RESUMO | iii |
| ABSTRACT | v |

1.INTRODUÇÃO 1

| | |
|---------------------------------------|---|
| 1.1. ENQUADRAMENTO | 1 |
| 1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO | 3 |

2.SOLUÇÕES PARA PAVILHÕES INDUSTRIAIS 5

| | |
|---|----|
| 2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS..... | 5 |
| 2.2. ESTRUTURA PRINCIPAL..... | 6 |
| 2.2.1. PÓRTICOS | 6 |
| 2.3. ELEMENTOS SECUNDÁRIOS | 9 |
| 2.3.1. REVESTIMENTOS..... | 9 |
| 2.3.2. MADRES..... | 10 |
| 2.4. CONTRAVENTAMENTOS..... | 11 |
| 2.5. LIGAÇÕES..... | 13 |
| 2.5.1. LIGAÇÕES PILAR/TRAVESSA E DE CONTINUIDADE ENTRE TRAVESSAS..... | 14 |
| 2.5.2. BASES DE PILARES | 16 |
| 2.6. MATERIAIS..... | 17 |

3.BASES DE DIMENSIONAMENTO 19

| | |
|--|----|
| 3.1. REGULAMENTAÇÃO | 19 |
| 3.2. PRINCÍPIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO..... | 20 |
| 3.3. CONVENÇÕES..... | 21 |
| 3.3.1. SISTEMA DE EIXOS | 21 |
| 3.4. ACÇÕES | 22 |
| 3.4.1. ACÇÕES PERMANENTES (G) | 22 |
| 3.4.1.1. Peso próprio | 22 |
| 3.4.1.2. Restante carga permanente..... | 22 |
| 3.4.2. ACÇÕES VARIÁVEIS (Q)..... | 22 |
| 3.4.2.1. Sobrecarga | 22 |
| 3.4.2.2. Acção do vento..... | 23 |
| 3.4.2.3. Acção da neve..... | 27 |
| 3.4.2.4. Acção do Sismo | 29 |
| 3.4.3. ACÇÕES ACIDENTAIS (A) | 29 |
| 3.5. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES | 29 |

4.ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO 31

| | |
|--------------------------------------|----|
| 4.1. ANÁLISE GLOBAL..... | 31 |
| 4.1.1. INTRODUÇÃO | 31 |
| 4.1.2. IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS..... | 32 |

| | |
|--|-----------|
| 4.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS TRAVESSAS E DOS PILARES | 34 |
| 4.2.1.1. Exemplo de pré-dimensionamento de um pilar | 34 |
| 4.3. DIMENSIONAMENTO DOS PILARES E DAS TRAVESSAS | 35 |
| 4.3.1. CLASSIFICAÇÃO DA SECÇÃO TRANSVERSAL | 35 |
| 4.3.2. VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA E DA ESTABILIDADE LOCAL | 37 |
| 4.4. DIMENSIONAMENTO DAS LIGAÇÕES | 41 |
| 4.4.1. LIGAÇÃO ENTRE O PILAR E A TRAVESSA | 41 |
| 4.4.2. LIGAÇÃO ENTRE TRAVESSAS | 44 |
| 5.APLICAÇÃO INFORMÁTICA DE APOIO AO DIMENSIONAMENTO | 47 |
| 5.1. ARQUITECTURA DA APLICAÇÃO | 47 |
| 5.2. MÓDULO 1 – CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA..... | 49 |
| 5.3. MÓDULO 2 – ACÇÕES/COMBINAÇÕES DE ACÇÕES | 49 |
| 5.3.1. ACÇÕES | 50 |
| 5.3.1.1. Peso próprio | 51 |
| 5.3.1.2. Restante carga permanente | 52 |
| 5.3.1.3. Vento | 52 |
| 5.3.1.4. Neve | 56 |
| 5.3.2. APLICAÇÃO DAS ACÇÕES NO MODELO GLOBAL 3D | 57 |
| 5.3.3. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES | 58 |
| 5.4. CÁLCULO DOS ESFORÇOS | 58 |
| 5.5. MÓDULO 3 – DIMENSIONAMENTO..... | 58 |
| 5.6. ARMAZENAMENTO E COMPARAÇÃO DAS SOLUÇÕES | 60 |
| 5.7. ANÁLISE DO MODELO GLOBAL 3D..... | 60 |
| 6.EXEMPLO DE APLICAÇÃO..... | 63 |
| 6.1. GEOMETRIA | 63 |
| 6.1.1. ESTRUTURA | 63 |
| 6.2. DIMENSIONAMENTO..... | 64 |
| 6.2.1. PILARES | 64 |
| 6.2.1.1. Esforços | 64 |
| 6.2.1.2. Classificação da secção | 65 |
| 6.2.1.3. Verificação da resistência da secção | 65 |
| 6.2.1.4. Verificação da estabilidade da secção | 66 |
| 6.2.2. LIGAÇÃO ENTRE VIGA E A TRAVESSA..... | 68 |
| 6.2.2.1. Geometria | 68 |
| 6.2.3. LIGAÇÃO ENTRE TRAVESSAS | 68 |
| 6.2.3.1. Geometria | 68 |
| 6.2.4. CONTRAVENTAMENTOS | 68 |
| 7.ESTUDOS PARAMÉTRICOS | 69 |
| 7.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS | 69 |
| 7.1.1. ZONAS..... | 69 |
| 7.2. INFLUÊNCIA DA INCLINAÇÃO DA COBERTURA NO CÁLCULO DAS MADRES..... | 70 |
| 7.2.1.1. Peso próprio das madres e Restante carga permanente | 70 |
| 7.2.1.2. Sobrecarga | 70 |

| | |
|---|-----------|
| 7.2.1.3. Acção do vento na cobertura | 70 |
| 7.2.1.4. Acção da neve na cobertura | 72 |
| 7.2.1.5. Acção condicionante no cálculo..... | 73 |
| 7.3. INFLUÊNCIA DA LOCALIZAÇÃO DA ESTRUTURA NO DIMENSIONAMENTO DOS PÓRTICOS | 75 |
| 7.3.1. GEOMETRIA | 75 |
| 7.3.2. ACÇÕES | 75 |
| 7.3.3. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES..... | 76 |
| 7.3.4. RESULTADOS..... | 76 |
| 8.CONCLUSÃO | 79 |
| REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 83 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Fig. 1 – Elementos de uma estrutura metálica: adaptado (Alvarez, 2005) | 5 |
| Fig. 2 – Painel tipo “sandwich” (Mundiperfil, 2010) | 10 |
| Fig. 3 – Chapa perfilada (Mundiperfil, 2010) | 10 |
| Fig. 4 – Contraventamento do banzo inferior (Oliveira, 2010) | 10 |
| Fig. 5 – Perfis enformados a frio normalmente usados nas madres (Alvarez, 2005) | 11 |
| Fig. 6 – Contraventamento em “Cruz de St.º André” (Alvarez, 2005) | 11 |
| Fig. 7 – Contraventamento em “K” (Alvarez, 2005) | 11 |
| Fig. 8 – Funcionamento do sistema de travamento em cruz (Tata Steel, 2011) | 12 |
| Fig. 9 – Esquema de contraventamento de um pórtico de nós móveis com vento na direcção $\theta=0^\circ$.. | 12 |
| Fig. 10 – Esquema de pórtico de nós fixos com vento na direcção $\theta=0^\circ$ | 12 |
| Fig. 11 – Pórtico contraventado em ambos os lados, com vento na direcção $\theta=90^\circ$ | 13 |
| Fig. 12 – Pórtico contraventado apenas num dos lados, com vento na direcção $\theta=90^\circ$ | 13 |
| Fig. 13 – Relação Momento/Rotação em ligações com diferentes rigidezes | 13 |
| Fig. 14 – Ligações pilar/traverse e entre travessas – modelo de cálculo | 14 |
| Fig. 15 – Ligação pilar-travessa com placas de extremidade | 15 |
| Fig. 16 – Ligação de continuidade entre travessas com placas de extremidade | 15 |
| Fig. 17 – a) Ligação rotulada – b) e c) Ligações encastradas ou semi-rígidas (Hirt, 2001) | 16 |
| Fig. 18 – Diagrama de tensão/extensão característico dos aços S235 e S355 | 17 |
| Fig. 19 – Sistema de eixos global | 21 |
| Fig. 20 – Sistema de eixos local | 21 |
| Fig. 21 – Cobertura de duas vertentes | 25 |
| Fig. 22 – Coberturas de duas vertentes: partições para definição de coeficientes de pressão exterior C_{pe} | 25 |
| Fig. 23 – Zonamento das empenas das coberturas com 2 vertentes para efeito da definição dos coeficientes de pressão ($\theta=0^\circ$) | 26 |
| Fig. 24 – Coeficientes de forma para a carga da neve – coberturas de 2 vertentes (Figura 5.3, NP EN1991-1-3) | 27 |
| Fig. 25 – Zonamento do território nacional para a acção da neve (Anexo Nacional, NP EN1991-1-3) .. | 28 |
| Fig. 26 – Imperfeições globais equivalentes (Figura 5.2, NP EN1993-1) | 33 |
| Fig. 27 – Diagrama de momentos flectores em ELU | 34 |
| Fig. 28 – Limites máximos de relações largura-espessura para componentes comprimidos (almas) (Quadro 5.2, EC3) | 36 |
| Fig. 29 - Limites máximos de relações largura-espessura para componentes comprimidos (banzos) (Quadro 5.2, EC3) | 37 |
| Fig. 30 - Nó | 41 |
| Fig. 31 – Pilar | 41 |
| Fig. 32 - Travessa | 41 |
| Fig. 33 – Placa de extremidade | 41 |
| Fig. 34 - Parafusos | 41 |
| Fig. 35 – Gráfico para determinação de α (CTICM, 1996) | 45 |
| Fig. 36 – Expressões para obtenção dos valores λ_1 e λ_2 (CTICM, 1996) | 46 |
| Fig. 37 – Esquema global do processo de optimização da geometria | 48 |
| Fig. 38 – Apresentação do módulo de caracterização da geometria da estrutura | 49 |
| Fig. 39 – Módulo 2 – Acções e combinações de acções | 50 |
| Fig. 40 – Casos de carga no SAP2000 | 51 |

| | |
|---|----|
| Fig. 41 – Aplicação da carga G_{RCP} no modelo de cálculo | 52 |
| Fig. 42 – Exemplo introdução da acção do vento | 53 |
| Fig. 43 – Coeficientes de pressão para coberturas de duas vertentes ($\theta=0^\circ; \alpha=10^\circ$) | 54 |
| Fig. 44 - Coeficientes de pressão para paredes verticais ($\theta=0^\circ; h/d=0,389$) | 55 |
| Fig. 45 – Aplicação da carga 01_VENTO_X_01 no modelo de cálculo | 55 |
| Fig. 46 – Exemplo da introdução da acção da neve | 56 |
| Fig. 47 – Aplicação da carga 01_NEVE_01 no modelo de cálculo | 57 |
| Fig. 48 – Ficheiro de output do SAP2000 | 58 |
| Fig. 49 – Módulo 3 – Folha de introdução de dados e dimensionamento | 59 |
| Fig. 50 – Introdução das distâncias entre contraventamentos | 59 |
| Fig. 51 – Modelo global 3D para dimensionamento dos contraventamentos | 61 |
| Fig. 52 – Geometria da estrutura | 63 |
| Fig. 53 – Momentos flectores no pilar P36 na combinação ULS_1.111 | 64 |
| Fig. 54 – Esforço axial no pilar P36 na combinação ULS_1.111 | 64 |
| Fig. 55 – Esforço transversal no pilar P36 na combinação ULS_1.111 | 65 |
| Fig. 56 – Perfil e corte da ligação | 68 |
| Fig. 57 – Perfil e corte da ligação | 68 |
| Fig. 58 – Direcção e sentido das acções actuantes | 70 |
| Fig. 59 - Coeficientes de pressão exterior com vento actuar na direcção $\theta=0^\circ$ | 70 |
| Fig. 60 – Influência da inclinação nos coeficientes de pressão exterior para direcção do vento $\theta=0^\circ$ | 71 |
| Fig. 61 - Resultante dos coeficientes de pressão exterior com vento a actuar na direcção $\theta=90^\circ$ | 71 |
| d) Fig. 62 – Influência da inclinação nos coeficientes de pressão para direcção do vento $\theta=0^\circ$ | 72 |
| Fig. 63 – Aplicação da carga na neve numa cobertura inclinada | 73 |
| Fig. 64 – Caracterização geométrica (OPM) | 75 |
| Fig. 65 – Introdução das acções no programa OPM | 75 |
| Fig. 66 – Exemplar de preçário para perfis comerciais laminados a quente (Junho de 2011) | 77 |

ÍNDICE DE QUADROS

| | |
|---|----|
| Quadro 1 – Propriedades médias de um aço estrutural | 17 |
| Quadro 2 – Valores nominais da tensão de cedência f_y e da tensão última à tracção f_u para os aços estruturais laminados a quente (excerto do Quadro 3.1 do EC3-1) | 17 |
| Quadro 3 – Valor básico da velocidade do vento | 24 |
| Quadro 4 – Categorias de terreno e respectivos parâmetros (Quadro NA-4.1 do EC1-1-4) | 24 |
| Quadro 5 – Coeficientes de pressão exterior para coberturas de duas vertentes (Quadro 7.2, NP EN 1991-1-4) | 26 |
| Quadro 6 – Coeficientes de pressão exterior para coberturas de duas vertentes (Quadro 7.2b, NP EN 1991-1-4) | 26 |
| Quadro 7 – Coeficientes de pressão exterior recomendados para paredes verticais de edifícios de planta rectangular (Quadro 7.1, NP EN 1991-1-4) | 27 |
| Quadro 8 – Coeficientes de forma para a carga da neve | 28 |
| Quadro 9 – Factores de combinação resultantes da aplicação da equação (13) | 30 |
| Quadro 10 – Coeficientes de combinação ψ | 30 |
| Quadro 11 – Método das componentes aplicado ao dimensionamento uma ligação coluna-viga, (adaptado CTICM, 1996) | 42 |
| Quadro 12 – Método das componentes aplicado ao dimensionamento de uma ligação entre travessas, (adaptado CTICM, 1996) | 44 |
| Quadro 13 – Acções que não dependem da zona geográfica | 50 |
| Quadro 14 – Quadro de introdução da acção permanente | 52 |
| Quadro 15 – Cargas uniformes aplicadas no modelo | 55 |
| Quadro 16 – Valor de cálculo da carga da neve | 56 |
| Quadro 17 – Carga uniforme equivalente aplicada nas madres (Acção da neve) | 57 |
| Quadro 18 – Cargas a aplicar nas madres devidas às acções que não dependem da zona geográfica | 74 |
| Quadro 19 – Cargas a aplicar nas madres devidas às acções dependentes da zona geográfica | 74 |
| Quadro 20 – Cargas a aplicar nas madres para as combinações de ELU | 74 |
| Quadro 21 – Resumo do dimensionamento com perfis em aço S275 | 76 |
| Quadro 22 – Resumo do dimensionamento com perfis em aço S355 | 76 |
| Quadro 23 – Estimativa orçamental com perfis em aço S275 | 76 |
| Quadro 24 – Estimativa orçamental com perfis em aço S355 | 77 |
| Quadro 25 – Comparação entre perfis em aço S275 e S355 | 77 |

ÍNDICE DE TABELAS

| | |
|---|----|
| Tabela 1 – Comparação entre tipos de pórticos | 6 |
| Tabela 2 – Tipos de Pórticos: adaptado (Pinho, 2005)..... | 7 |
| Tabela 3 - Tipos de pilares adaptados a pontes rolantes: adaptado (Pinho, 2005) | 9 |
| Tabela 4 – Factores de imperfeição..... | 39 |
| Tabela 5 – Curvas de encurvadura | 39 |
| Tabela 6 – Curvas de encurvadura para torção lateral (método alternativo) | 40 |
| Tabela 7 – Factores k_{yy} e k_{zy} | 40 |
| Tabela 8 – Factores C_{my} , C_{mz} e C_{mLT} | 40 |
| Tabela 9 – Zonas geográficas consideradas no estudo paramétrico | 69 |

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

Em Portugal, a partir da década de 80, a construção metálica começou a crescer de forma significativa, começando a surgir iniciativas com vista a divulgar e promover os desenvolvimentos técnicos nesta área, contribuindo, assim, para a consolidação e desenvolvimento deste mercado.

Em 2002, o consumo de aço destinado à construção em Portugal representava 0,9% do total do consumo realizado pelos principais consumidores de aço na Europa (ECCS, 2010). De 2002 para 2009 verificou-se um aumento do consumo de 57.000 para 140.100 toneladas de aço, representando agora 1,9% do consumo. Este aumento justifica-se pelo recurso a soluções metálicas tanto na construção de edifícios como na construção de infra-estruturas, sendo que, grande parte do consumo (cerca de 53,5% em 2009) foi derivado da construção de edifícios industriais. Demonstra-se assim a importância que tem em Portugal a construção de edifícios industriais com recurso a aço.

Não só em Portugal como no resto do mundo, a construção metálica tem sentido uma forte expansão, nomeadamente, em países na Europa, como o Reino Unido e a França, e em economias emergentes, como o Brasil.

Esta expansão está relacionada com três aspectos fundamentais, relacionados com a necessidade de construir com prazos mais curtos, com maior controlo de qualidade e com maior sustentabilidade ambiental. Coloca-se então a seguinte questão: “Como fazê-lo com menores custos?”. No que respeita aos três aspectos referidos, a construção metálica tem vindo a superar a construção em betão armado, mas a necessidade de o fazer com menores custos mantém-se.

Este trabalho vai dedicar-se a uma parte específica das construções metálicas, nomeadamente aos pavilhões industriais, que como se constatou anteriormente constituem uma fatia importante do conjunto de obras construídas em estruturas metálicas.

A crescente procura de soluções em estruturas metálicas originada pelas suas vantagens em relação a outros tipos de construção como a do betão armado, obrigou a novos desafios resultantes da necessidade crescente de construções com menores custos. Este processo culminou na criação de soluções-tipo que vieram, de certa forma, padronizar os projectos de estruturas metálicas de pavilhões industriais.

Esta padronização consiste na criação de uma gama de soluções o mais adaptáveis possível à generalidade das situações correntes. Isto é, o conhecimento adquirido ao longo dos anos resultante da experiência e da investigação de uma larga quantidade de soluções tem permitido identificar as vantagens e desvantagens das que melhor se ajustam à realidade. Este conhecimento é da maior relevância quando se inicia um projecto, uma vez que permite tomar como base na definição do

problema uma solução-tipo, que com maior ou menor adaptação resolve a situação. Estas soluções-tipo traduzem assim as soluções correntemente utilizadas em projectos de pavilhões industriais de aço.

Estas soluções podem dividir-se em dois grandes grupos, caracterizados em função da configuração geométrica dos pórticos e do tipo de secções dos perfis. Neste sentido, distinguem-se as estruturas cujos pórticos são formados por um único perfil de grande inércia e que funcionam essencialmente à flexão, dos pórticos compostos por associação de barras de inércia inferior, que funcionam essencialmente sobre esforço axial e que são ligadas em esquema triangular, designado de treliça. Este último grupo, o das estruturas treliçadas, permite reduzir o consumo de aço, porque é possível tirar um maior partido das secções quando sujeitas ao esforço axial do que quando sujeitas à flexão. Na prática, conseguem-se estruturas mais esbeltas, mas quando aplicadas apenas a pequenos e médios vãos, por exigirem muita mão-de-obra em fábrica dado o elevado número de barras que é necessário ligar e a complexidade da estrutura. Nos últimos anos, tem-se abandonado este tipo de estruturas, em consequência do crescente aumento do custo da mão-de-obra.

Neste seguimento, verifica-se que a configuração geométrica é determinante para que se consiga obter uma solução mais económica. Isto é, a solução óptima encontra-se por alteração da geometria da estrutura, mantendo na mesma a segurança mas racionalizando a quantidade de recursos necessários à sua execução. Esta questão leva a que seja considerada a forma como é feito o estudo da estrutura. Isto é, se for possível para o mesmo problema estudar uma larga gama de soluções será, possível otimizar a solução final.

Os pavilhões industriais em estruturas metálicas são estruturas cujas acções determinantes no dimensionamento da estrutura são o vento e/ou a neve. Ao perceber as influências destas acções, isoladamente ou em conjunto, é possível convergir mais rapidamente na optimização da estrutura identificando as zonas mais críticas e adaptando a estrutura a essas acções, por exemplo, reforçando essas zonas pontuais. Para esta análise é importante desenvolver um modelo 3D da estrutura, incluindo os elementos de contraventamento, que possibilita uma compreensão mais completa de todo o comportamento da estrutura.

Actualmente, o cálculo das estruturas é realizado com recurso a aplicações informáticas que permitem a sua execução de uma forma mais ou menos rápida. No entanto, os programas comerciais limitam-se ao estudo de uma única estrutura com características geométricas perfeitamente definidas, não permitindo um estudo paramétrico com variação das características geométricas da estrutura ou das acções. Como visto anteriormente, esta é uma limitação à optimização da estrutura, uma vez que ao restringir a análise apenas a uma solução estrutural com características geométricas inicialmente definidas, excluem-se outras soluções possíveis.

Neste sentido, a motivação deste trabalho surge da necessidade de criar uma ferramenta que permita a rápida análise e dimensionamento de uma gama mais ou menos abrangente de soluções, permitindo encontrar a solução mais económica.

Atendendo a que o grupo de soluções mais usadas em pavilhões industriais é actualmente o de pórticos com perfis de alma cheia, optou-se, nesta fase inicial de desenvolvimento da ferramenta informática por estudar a estrutura de um pórtico simples permitindo de uma forma genérica a parametrização das principais componentes de uma estrutura deste tipo.

Ao longo dos próximos capítulos procurou criar-se o paralelo entre o cálculo orgânico da estrutura e o que é processado pela ferramenta informática, concluindo com um exemplo prático da aplicação da ferramenta a um caso concreto. A ferramenta foi denominada de programa OPM, siglas de Optimização de Pórticos Metálicos, nome por que será designado doravante.

1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A dissertação está organizada em oito capítulos, sendo apresentado no primeiro a introdução e o enquadramento do tema e no último capítulo a síntese, discussão e conclusão do trabalho.

No segundo capítulo, começa-se por demonstrar em termos gerais a diversidade de soluções tipicamente utilizadas no projecto de pavilhões industriais, estabelecendo à partida as diferenças entre os dois grupos de estruturas já referenciados. Pretende-se assim mostrar as soluções existentes além da que foi considerada no programa OPM e introduzir as potenciais soluções a desenvolver, permitindo desde já perceber as potencialidades do programa.

No seguimento das soluções apresentadas em termos globais, são apresentadas mais detalhadamente as diversas componentes destas estruturas, permitindo dar uma visão do funcionamento estrutural deste tipo de estruturas e conhecer as diferentes soluções existentes, indicando-se as vantagens e desvantagens para cada caso.

Após a apresentação das componentes da estrutura faz-se referência aos materiais, nomeadamente ao aço, caracterizando todos aspectos relevantes para o cálculo e dimensionamento.

Neste capítulo optou-se por um método expositivo partindo de uma visão mais geral para uma mais detalhada, através da recolha de dados da bibliografia referenciada.

No terceiro capítulo, apresentam-se as bases necessárias ao dimensionamento de uma estrutura metálica. Começa por se apresentar a regulamentação utilizada com o objectivo de estipular a metodologia adoptada no cálculo e no dimensionamento. De seguida, introduzem-se os princípios gerais de dimensionamento, onde se enquadra a teoria dos Estados Limites. Segue-se a apresentação das convenções usadas pelo autor, importantes para compreensão da notação utilizada, quer no trabalho, quer pelo programa OPM. Em seguida, especifica-se o cálculo das acções e as considerações feitas na quantificação de cada uma, assim como as combinações de acções consideradas.

Neste capítulo optou-se por um método expositivo com uma estrutura sequencial pretendendo criar uma lógica de encadeamento de raciocínio necessária à compreensão da arquitectura do programa desenvolvida no capítulo quinto. Este método teve por base a recolha de dados da bibliografia referenciada.

No quarto capítulo, começa-se por abordar a análise global da estrutura, onde são expostas as considerações necessárias para obtenção de esforços para efeitos de dimensionamento das estruturas reais, devidos aos efeitos de segunda ordem e às imperfeições geométricas. Em seguida, apresentam-se os métodos de dimensionamento adoptados para os diferentes elementos das estruturas, nomeadamente, pilares, travessas e respectivas ligações.

Neste capítulo optou-se por um método expositivo com uma estrutura onde se compartimentaram os vários assuntos de forma que possam ser lidos ou consultados de forma independente seguindo uma organização o mais próxima da tida pelos projectistas no dimensionamento de uma estrutura. Este método teve por base a recolha de dados da bibliografia referenciada.

No quinto capítulo, apresenta-se a o programa OPM que foi desenvolvido neste trabalho. Começa-se pela apresentação da arquitectura da aplicação, que é dividida em vários módulos. Em seguida, é feita uma descrição pormenorizada do funcionamento de cada módulo.

Este capítulo está dividido em duas partes. Numa primeira, recorre-se ao método expositivo para explicar a arquitectura do programa. Na segunda, parte faz-se um paralelo entre o método expositivo e o demonstrativo, onde se interliga a explicação do funcionamento de cada módulo com pequenos exemplos que demonstram o seu funcionamento e em simultâneo permitem comprovar os resultados do programa.

No sexto capítulo, é apresentado um exemplo de aplicação do programa OPM. Começa-se por apresentar a estrutura que irá ser alvo de estudo, seguida da demonstração detalhada do processo de dimensionamento da estrutura que é utilizado pelo programa.

Neste capítulo usa-se o método demonstrativo com o objectivo de comprovar o funcionamento do programa e a sua aplicação em termos práticos.

No sétimo capítulo, efectua-se estudos paramétricos recorrendo ao programa OPM. No âmbito dos estudos realizados analisa-se a influência da inclinação da cobertura no cálculo das madres, bem como a influência da localização geográfica da estrutura no dimensionamento dos pórticos.

Neste capítulo usa-se o método demonstrativo onde se aplicam as funcionalidades explicitadas no quinto capítulo, permitindo demonstrar a importância e algumas das potencialidades que o OPM possibilita.

2

**SOLUÇÕES PARA PAVILHÕES
INDUSTRIAIS****2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS**

Os pavilhões industriais destinam-se essencialmente a fábricas, armazéns, superfícies comerciais, recintos desportivos, exposições e congressos. O tipo de utilização e modo de funcionamento destes edifícios normalmente impõe que toda a área interior seja livre, impedindo a localização de pilares intermédios. Esta condicionante leva a que estas estruturas necessariamente tenham que vencer vãos que podem variar desde os 10 metros a mais de 60 metros.

A estrutura de um pavilhão industrial tem em geral uma planta rectangular e apenas um piso. Em termos de desenvolvimento longitudinal a estrutura é formada por um conjunto de pórticos principais travados pelas madres e contraventados por um sistema de contraventamento. Em termos de desenvolvimento transversal, os pórticos podem ser de dois tipos: com asnas treliçadas; ou com perfis de alma cheia. A Fig. 1 esquematiza os elementos anteriormente referidos, que compõem a estrutura típica de um pavilhão industrial.

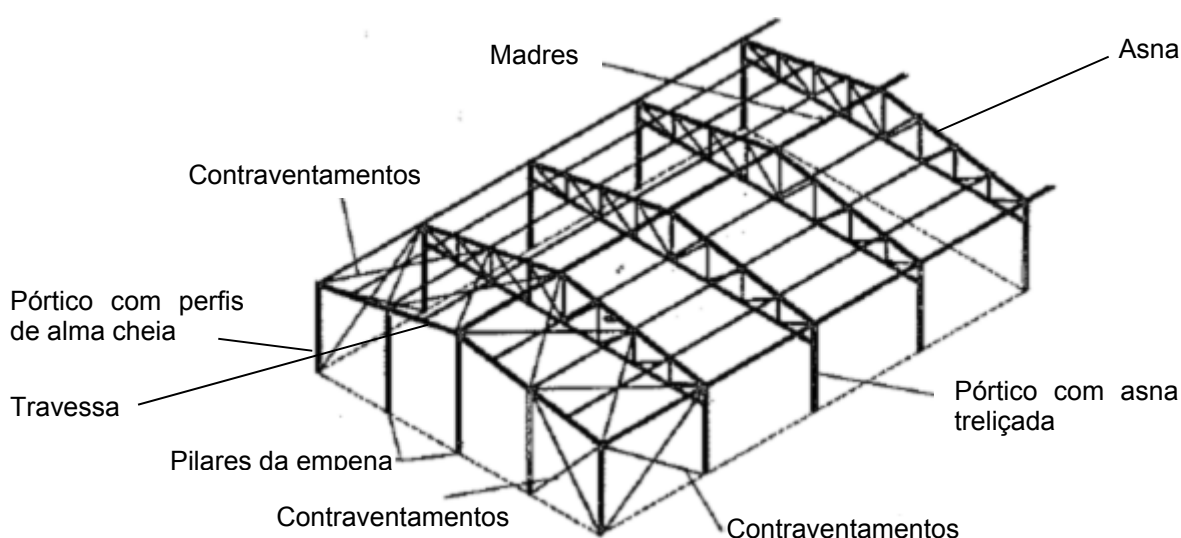


Fig. 1 – Elementos de uma estrutura metálica: adaptado (Alvarez, 2005)

Globalmente, a estrutura pode ser dividida em estrutura principal e estrutura secundária. A estrutura principal é o esqueleto resistente da estrutura e transmite as cargas à fundação, nomeadamente através das asnas ou travessas e dos pilares. A estrutura secundária é constituída por todos os restantes elementos que transportam as cargas para a estrutura principal, nomeadamente, os revestimentos da cobertura, as madres e os elementos de contraventamento.

2.2. ESTRUTURA PRINCIPAL

2.2.1. PÓRTICOS

Como referido anteriormente, existem dois tipos genéricos de pórticos caracterizados em função da própria configuração geométrica e do tipo de secção dos perfis.

Os pórticos constituídos por perfis únicos, normalmente com secções em I ou em H, denominam-se de pórticos com perfis de alma cheia, que funcionam essencialmente por flexão sendo, por isso, necessário que os perfis tenham grande inércia.

O outro tipo comum de pórticos é designado como pórtico treliçado. Este é constituído por uma asna treliçada que apoia sobre dois pilares que podem ser em perfis únicos ou igualmente constituídos por uma estrutura tipo treliça. Os perfis da estrutura em treliça funcionam essencialmente por esforço axial, o que conduz a secções com menor inércia. Nestas estruturas consegue-se obter vantagem ao encurtar os perfis que ficam comprimidos, reduzindo assim o comprimento de encurvadura e aumentando a resistência global do perfil devido à consequente diminuição do efeito de encurvadura.

Os dois tipos de pórticos apresentados têm características claramente diferentes, o que conduz a benefícios e inconvenientes distintos. Na Tabela 1 faz-se um paralelo entre as principais vantagens e desvantagens de cada uma das soluções (compilado de Madeira, 2009).

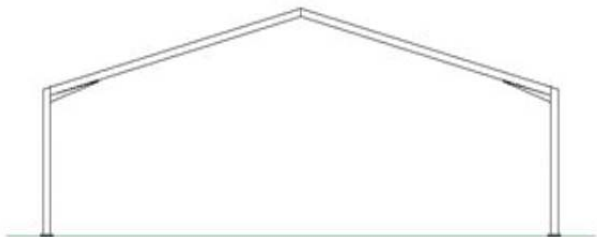
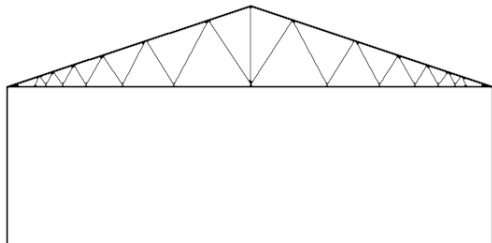
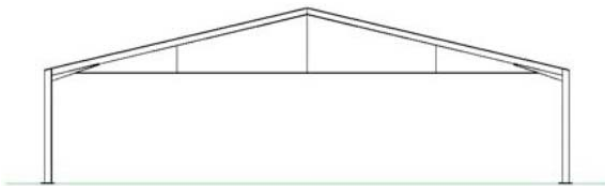
Tabela 1 – Comparação entre tipos de pórticos

| PÓRTICOS COM PERFIS DE ALMA CHEIA | PÓRTICOS TRELIÇADOS |
|---|--|
| <p>Vantagens:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Maior simplicidade de projecto; - Menor consumo de mão-de-obra em fábrica; - Permitem o recurso a ligações aparafusadas em obra, reduzindo o tempo e o custo de execução, relativamente às ligações soldadas; - Maior facilidade de transporte. <p>Desvantagens:</p> <ul style="list-style-type: none"> - As ligações aparafusadas em obra nem sempre são bem executadas, levando a graves problemas de deformabilidade; - Maior consumo de aço. | <p>Vantagens:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Possibilitam uma estrutura mais leve; - Permitem vencer grandes vãos de forma mais económica. <p>Desvantagens:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Maior consumo de mão-de-obra em fábrica; - Ligações mais susceptíveis aos efeitos da corrosão; - Maior dificuldade no transporte, devido às dimensões das asnas; - Maior dificuldade na aplicação da protecção contra o fogo. |

Devido ao crescente custo da mão-de-obra, actualmente só se opta por estruturas treliçadas para grandes vãos, onde é difícil usar perfis de alma cheia.

Os tipos de pórticos com perfis de alma cheia mais comuns apresentam-se descritos na Tabela 2, assim como uma breve indicação das suas vantagens e desvantagens. A gama comum de vãos descritos na Tabela 2 foi compilada entre alguns autores e fabricantes de estruturas metálicas tendo como base a sua experiência em casos reais.

Tabela 2 – Tipos de Pórticos: adaptado (Pinho, 2005)

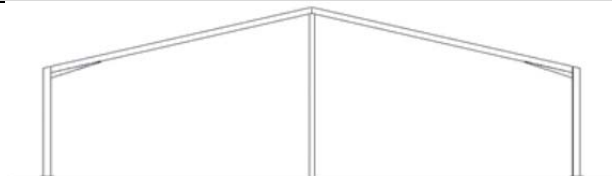
| PÓRTICO SIMPLES DE ALMA CHEIA | |
|---|--|
| Gama comum de vãos: 15 a 45 metros | |
| <p>Vantagens: Exige pouca preparação em fábrica, e de fácil montagem e rápida execução com recurso a uma grua e a ligações aparafusadas em obras.</p> <p>Desvantagens: Não permite tirar o máximo partido da capacidade resistente das secções e muitas vezes as ligações são mal executadas causando graves problemas de deformabilidade da estrutura.</p> |  |
| PÓRTICO SIMPLES TRELIÇADO | |
| Gama comum de vãos: até 60 metros | |
| <p>Vantagens: Permite reduzir o peso da estrutura tirando maior partido da resistência total das secções o que leva a uma maior economia de aço. Permite vencer grandes vãos.</p> <p>Desvantagens: Exige maior consumo de mão-de-obra em fábrica. Normalmente as secções das asnas resultam em grandes dimensões por vezes difíceis de transportar e são necessárias ligações soldadas em obra.</p> |  |
| PÓRTICO COM TIRANTES | |
| Gama comum de vãos: 15 a 45 metros | |
| <p>Vantagens: Permite reduzir os momentos negativos nos pilares que começam a ser importantes para inclinações superiores a 15°. Reduz os deslocamentos horizontais no topo dos pilares.</p> <p>Desvantagens: O tirante de aço pode entrar em conflito com a utilização da estrutura ou com a arquitectura.</p> |  |

PÓRTICO COM ESCORA CENTRAL

Gama comum de vãos: até 30 metros

Vantagens: Permite reduzir a secção das vigas e os deslocamentos.

Desvantagens: Nem sempre é aceitável a colocação de pilares na área de utilização do pavilhão.

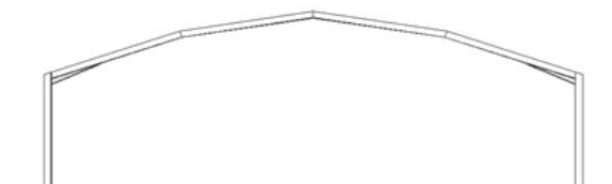


PÓRTICO COM COBERTURA POLIGONAL

Gama comum de vãos: até 45 metros

Vantagens: Permite vencer grandes vãos com menores alturas.

Desvantagens: A geometria e as ligações dificultam a execução da estrutura.

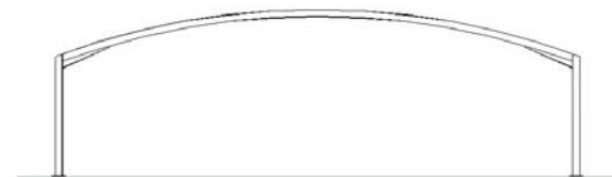


PÓRTICO COM COBERTURA EM ARCO

Gama comum de vãos: até 45 metros

Vantagens: Permite vencer grandes vãos com menores alturas.




Desvantagens: Necessita de um maior rigor na execução das vigas. Pode ser caro e difícil de encontrar um fabricante que curve as vigas.



A gama de inclinações das vertentes é regra geral situada no intervalo dos 10° aos 15°. As inclinações superiores optam-se nas situações de carga da neve ou vento importantes. No caso de estruturas treliçadas, opta-se também por inclinações mais elevadas de forma a reduzir as acções de sucção do vento que, no caso de serem importantes, podem originar o arranque da fundação, uma vez que este tipo de estruturas é mais leve que as estruturas em pórtico de alma cheia.

Como estas estruturas têm apenas um piso, a altura mínima livre (pé-direito) é normalmente condicionada pela necessidade de movimentação de cargas (por pontes rolantes ou empilhadores), entrada de veículos de transporte de mercadoria e instalação de maquinaria pesada ou de sistemas de armazenamento em altura. O pé-direito destas estruturas é normalmente da ordem dos 5 aos 7 metros, o que pode ser significativo na verificação à encurvadura dos pilares nos casos de forças axiais importantes, como as provocadas por pontes rolantes. Na Tabela 3 apresentam-se algumas soluções típicas para pilares sujeitos a forças axiais importantes originadas pela instalação de uma ponte rolante.

Tabela 3 - Tipos de pilares adaptados a pontes rolantes: adaptado (Pinho, 2005)

| PILAR COM CONSOLA CURTA | |
|---|---|
| Aplicável para pontes rolantes leves. As vigas de rolamento da ponte rolante podem ser apoiadas nas consolas soldadas aos pilares. |  |
| PILAR COM SECÇÃO VARIÁVEL | |
| Aplicável para pontes rolantes com cargas moderadas. Implica a utilização de perfis com seções diferentes para os dois trechos do pilar de forma a obter um conjunto mais económico. |  |
| PILAR COM SECÇÃO DUPLA | |
| Aplicável para pontes rolantes pesadas ou de grandes vãos livres, a utilização de uma segunda coluna, apenas para o apoio das vigas de rolamento tornará o conjunto bastante eficiente, desde que se trave uma coluna na outra formando um conjunto treliçado, dando a rigidez necessária para resistir às cargas horizontais da ponte rolante. |  |

2.3. ELEMENTOS SECUNDÁRIOS

2.3.1. REVESTIMENTOS

As chapas de revestimento mais comuns são as chapas de aço perfiladas com isolamento que pode ser em poliuretano, lã de rocha ou poliestireno extrudido, denominadas também por painéis “sandwich”. Estas chapas permitem vãos da ordem dos 2 a 7 metros, conferem um bom isolamento térmico, permitem um acabamento estético, têm superfície lisa que no caso de coberturas inclinadas permite reduzir as cargas da neve e do vento, e têm resistência suficiente para travarem o banzo superior das madres.

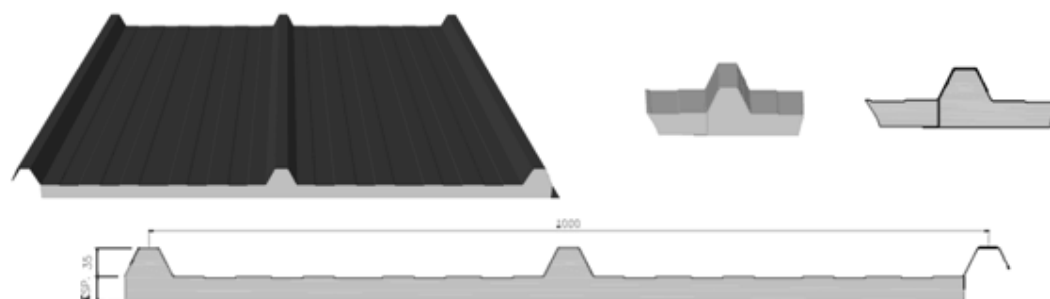


Fig. 2 – Painel tipo “sandwich” (Mundiperfil, 2010)

Existe outro tipo de chapas, embora cada vez menos usadas, que são as chapas perfiladas de aço galvanizado. Estas necessitam de isolamento a colocar sob a chapa, produzem um elevado ruído em caso de chuva intensa, não permitem o travamento do banzo superior das madres (o que se traduz numa maior deformação) e requer um maior número de madres ou um sistema de contraventamento. No entanto, possuem um peso reduzido e uma boa resistência à corrosão.

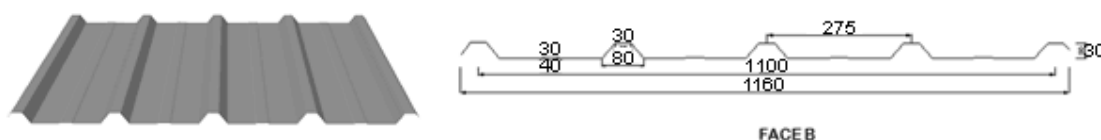


Fig. 3 – Chapa perfilada (Mundiperfil, 2010)

2.3.2. MADRES

O sistema de apoio dos painéis de cobertura é constituído por uma série de perfis dispostos no sentido longitudinal da estrutura, denominados de madres. As madres têm três funções principais: transmitir as cargas das chapas de revestimento para os pórticos transversais; travar o banzo superior das travessas dos pórticos, e transmitir as forças horizontais do vento nas empenas ao sistema de contraventamento da estrutura. As madres podem ainda permitir o travamento do banzo inferior das travessas através de uma ligação, conforme representado na Fig. 4.

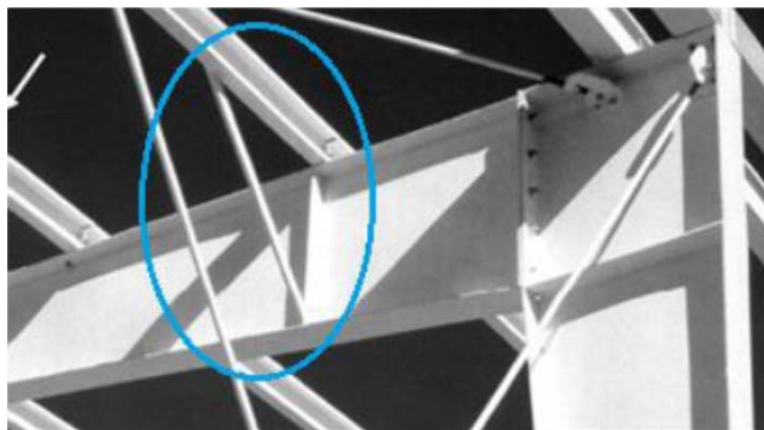


Fig. 4 – Contraventamento do banzo inferior (Oliveira, 2010)

Os perfis normalmente usados são enformados a frio por permitirem uma maior flexibilidade de soluções e serem leves. No entanto, é necessário ter em conta a deformabilidade e a maior instabilidade lateral destes, relativamente aos perfis laminados a quente.

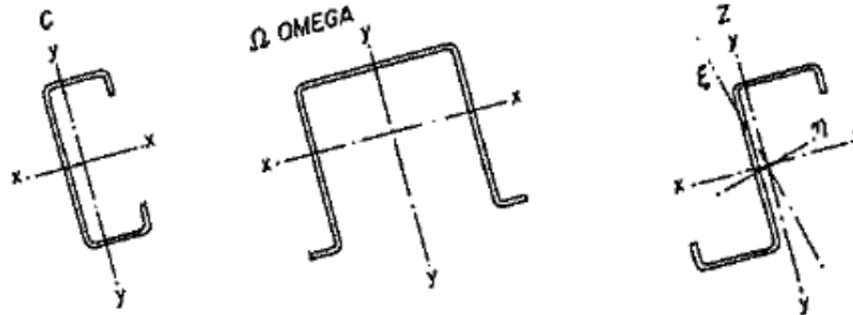


Fig. 5 – Perfis enformados a frio normalmente usados nas madres (Alvarez, 2005)

Os vãos das madres dependem da distância entre pórticos e situam-se normalmente na ordem dos 5 a 7 metros. Os espaçamentos entre madres variam de 1,20 metros a 2,00 metros. No caso da acção do vento ser predominante é preferível optar por afastamentos menores, permitindo não só aumentar o contraventamento das travessas como aumentar o número de ligações das chapas de cobertura, reduzindo, assim, a possibilidade de arranque destas.

2.4. CONTRAVENTAMENTOS

Os contraventamentos são sistemas fundamentais das estruturas que permitem transmitir parte das cargas horizontais às fundações, impedindo instabilidades locais dos elementos ou global da estrutura. As cargas que estes transmitem à fundação são tais como a componente horizontal da acção do vento, a resultante da componente horizontal da acção sísmica e a componente resultante de instabilidades locais de elementos comprimidos dos pórticos.

Os contraventamentos são elementos com grande rigidez no seu plano, de forma a terem deformações pequenas, não causando efeitos de 2ª ordem, funcionando preferencialmente à tracção.

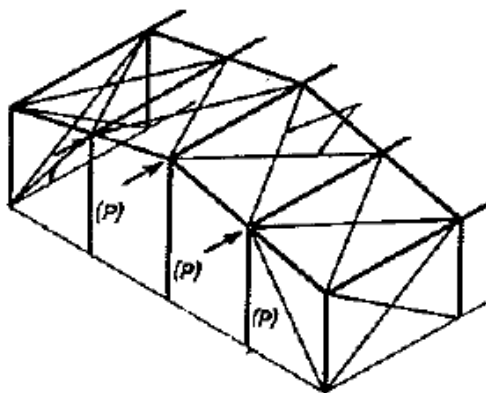


Fig. 6 – Contraventamento em “Cruz de St.º André”
(Alvarez, 2005)

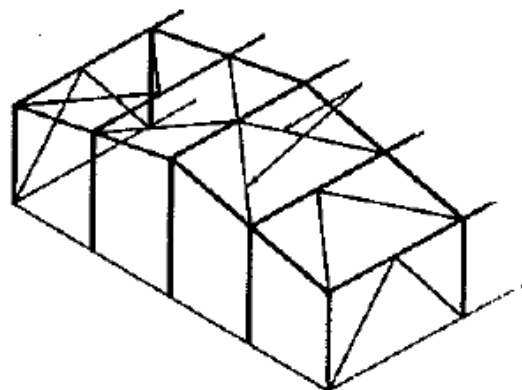


Fig. 7 – Contraventamento em “K” (Alvarez, 2005)

Nas Fig. 6 e Fig. 7 apresentam-se dois tipos de contraventamento, o denominado contraventamento em “Cruz de Stº André” e o contraventamento em “K”. O tipo de contraventamento mais comum é o de “Cruz de Stº André”. No entanto, pode-se usar qualquer outro tipo de triangulação, desde que se assegure a transmissão das cargas horizontais à fundação e a estabilidade da estrutura.

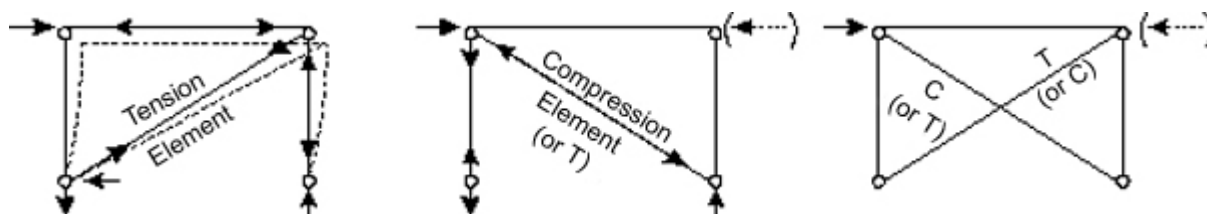


Fig. 8 – Funcionamento do sistema de travamento em cruz (Tata Steel, 2011)

Os contraventamentos em “Cruz de Stº André” podem ser do tipo rígido ou flexível. Os do tipo rígido são constituídos por perfis que funcionam à compressão e à tracção sendo, portanto, necessário maiores secções e garantir que não sofrem efeitos de segunda ordem. Os contraventamentos do tipo flexível são compostos por cabos de aço que funcionam apenas à tracção. Assim, quando as cargas actuam numa direcção, apenas um dos cabos fica activo.

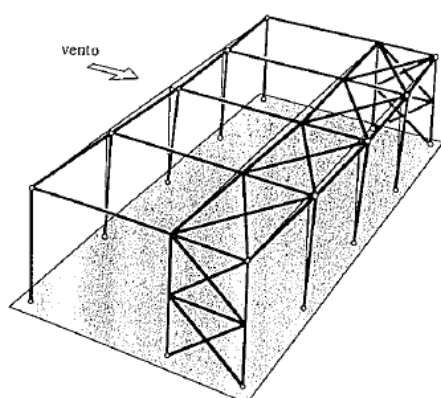


Fig. 9 – Esquema de contraventamento de um pórtico de nós móveis com vento na direcção $\theta=0^\circ$

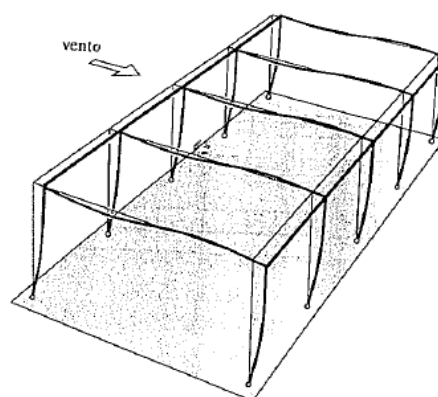


Fig. 10 – Esquema de pórtico de nós fixos com vento na direcção $\theta=0^\circ$

A Fig. 9 representa o esquema de um pórtico de nós móveis contraventado na direcção transversal. Este esquema é usado quando o pórtico não tem rigidez suficiente nesta direcção para transmitir as forças horizontais à fundação. Na Fig. 10 representam-se as situações correntes de pórticos simples com perfis de alma cheia com pequenos e médios vãos, em que a estrutura funciona como “nós fixos” na direcção transversal, permitindo transmitir as acções horizontais à fundação.

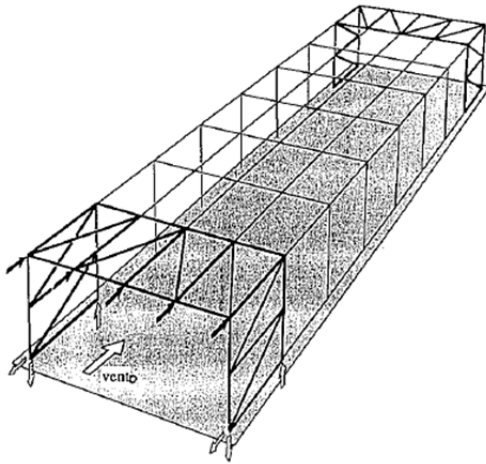


Fig. 11 – Pórtico contraventado em ambos os lados, com vento na direcção $\theta=90^\circ$

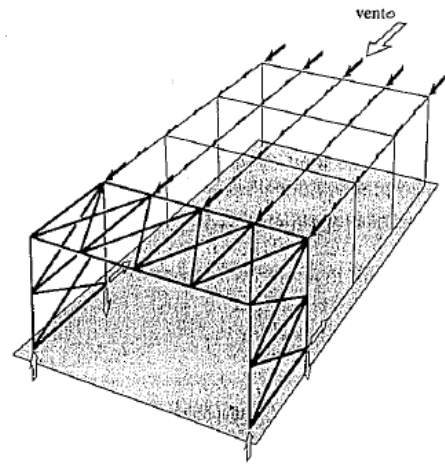


Fig. 12 – Pórtico contraventado apenas num dos lados, com vento na direcção $\theta=90^\circ$

Na direcção longitudinal deve-se optar por colocar sempre contraventamentos em ambos os lados (Fig. 11), especialmente quando a estrutura tem um grande desenvolvimento longitudinal. Caso se opte por colocar apenas num dos lados, é necessário ter em consideração que as madres têm que permitir transferir as forças horizontais até ao sistema de contraventamento como esquematizado na Fig. 12.

2.5. LIGAÇÕES

As ligações são elementos fundamentais, uma vez que são os pontos notáveis de uma estrutura. As ligações são elementos de grande sensibilidade por se tratarem de pontos de descontinuidade entre as barras, cujo comportamento é determinante na análise e no cálculo da estrutura. Uma das dificuldades com que o projectista se depara em fase de modelação da estrutura é exactamente definir o comportamento das ligações. Regra geral nas estruturas correntes de pavilhões industriais é habitual optar-se por ligações rígidas, admitindo a continuidade total dos esforços e das deformações, ou por ligações rotuladas, admitindo que as ligações não impedem a rotação entre as barras. No entanto, o comportamento real das ligações é semi-rígido, isto é, a ligação está limitada na capacidade de rotação e na capacidade de transmissão de esforços, traduzindo-se num comportamento intermédio entre as ligações rígidas e as articuladas. Na Fig. 13 são exemplificados os diferentes comportamentos destes três tipos de ligações em função da relação Momento/Rotação.

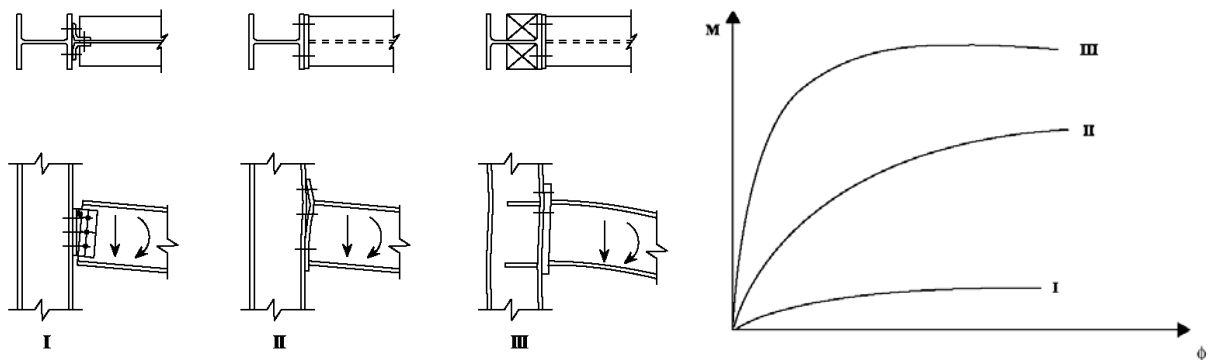


Fig. 13 – Relação Momento/Rotação em ligações com diferentes rigidezes

Apesar disto, como neste trabalho se apresenta o caso simples de um pavilhão industrial, optou-se por recorrer de forma simplificada a ligações rígidas.

No entanto, a selecção do tipo de ligação a adoptar é uma decisão importante porque influencia quer o custo global da estrutura quer seu comportamento.

As ligações rígidas são mais onerosas que as ligações articuladas, no entanto consegue-se tirar um maior partido dos perfis dos pilares e das travessas, reduzindo os momentos máximos de dimensionamento e, por isso, conseguem-se obter perfis mais económicos.

Como no cálculo se admite que estas ligações conseguem transmitir a totalidade dos esforços, é necessário garantir que a ligação a executar tenha esse mesmo comportamento.

Do ponto de vista do cálculo, as ligações soldadas são a forma mais fácil de se garantir a rigidez do nó. Porém, este tipo de ligações é difícil de executar em obra com qualidade, por questões relacionadas com as condições de execução, climáticas, etc. Por este motivo, é usual optar-se por ligações aparafusadas em obra.

Nos pontos seguintes são apresentados alguns tipos de ligação correntemente utilizados nas ligações dos pilares, das travessas e nas fundações.

2.5.1. LIGAÇÕES PILAR/TRAVESSA E DE CONTINUIDADE ENTRE TRAVESSAS

Nos casos de pórticos simples com travessas inclinadas é usual colocar reforços nas ligações dos pilares e das travessas. Estes reforços têm duas funções principais: a de aumentar a inércia da secção nas zonas da ligação, permitindo resistir aos momentos que são superiores nessas zonas, e a de reduzir o comprimento de encurvadura. Na prática, consegue-se assim obter perfis mais económicos, quer para as travessas, como para os pilares. Na Fig. 14, apresenta-se em termos genéricos um esquema da solução apresentada anteriormente e o respectivo modelo de cálculo.

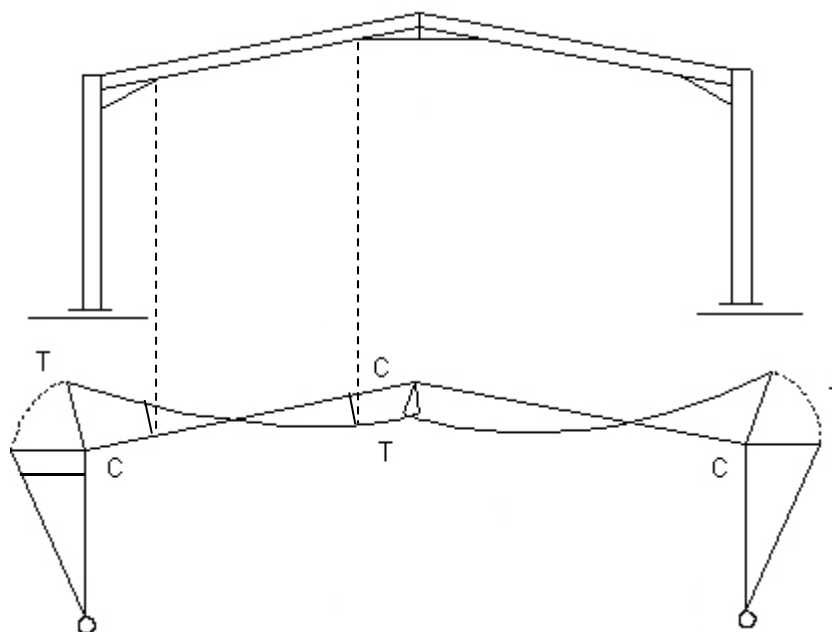


Fig. 14 – Ligações pilar/travesse e entre travessas – modelo de cálculo

No exemplo da Fig. 14 apesar de se ter considerado uma ligação rotulada na base dos pilares é uma questão que será abordada no ponto 2.5.2.

O reforço que existe na ligação entre o pilar e a travessa é correntemente formado por uma placa de extremidade soldada à travessa. O banzo do pilar é furado em correspondência com os furos realizados na placa de extremidade, o que irá permitir em obra a união com recurso a parafusos pré-esforçados. Desta forma, consegue-se uma ligação em que todas as soldaduras são feitas em fábrica e em obra apenas é necessário a colocação de parafusos que posteriormente são pré-esforçados, obtendo-se uma ligação de rápida execução, o que a torna economicamente vantajosa em relação a ligações que necessitem de soldaduras em obra.

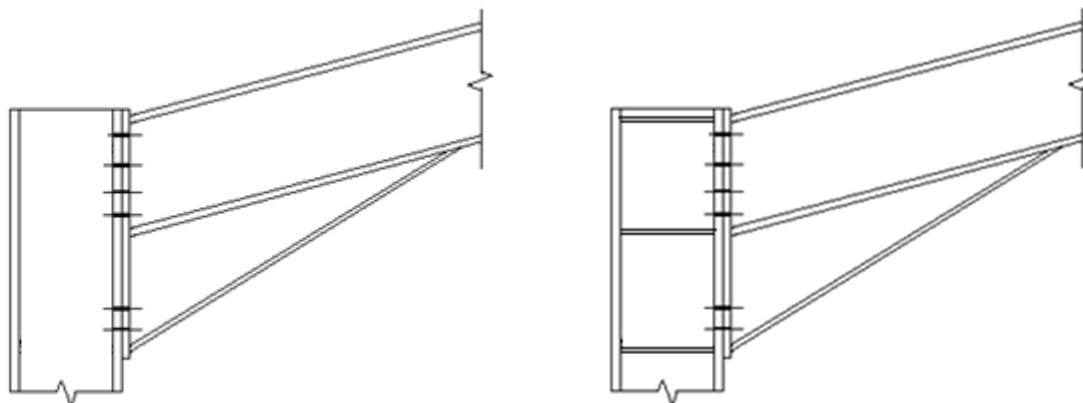


Fig. 15 – Ligação pilar-travessa com placas de extremidade

O Eurocódigo 3 define as situações em que é necessário reforçar a alma do pilar para resistir ao esforço transversal nesta zona do pilar. Na Fig. 15 exemplificam-se duas ligações, uma sem reforço (esquerda) e outra com reforço (direita).

As ligações entre travessas são executadas de forma semelhante, por duas placas de extremidade que são furadas e soldadas em fábrica, permitindo a ligação com parafusos pré-esforçados em obra. Na Fig. 16, apresenta-se um exemplo desta ligação.

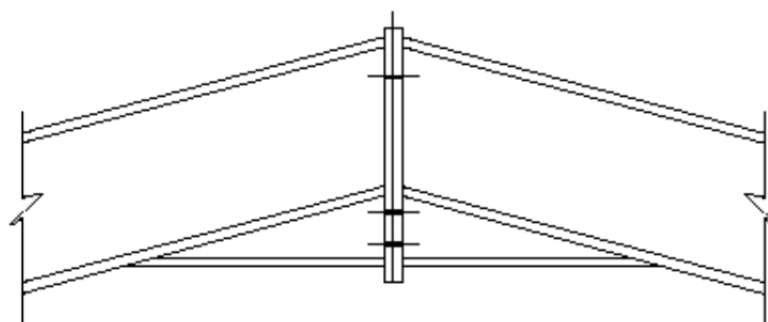


Fig. 16 – Ligação de continuidade entre travessas com placas de extremidade

2.5.2. BASES DE PILARES

Existem dois tipos de fundações distinguidos em função da ligação, que pode ser rotulada ou encastrada. Uma ligação rotulada conduz a uma fundação mais económica, uma vez que só tem que resistir ao esforço axial. No entanto, poderá conduzir a uma superestrutura menos económica, uma vez que os momentos passam a ser resistidos apenas pelo topo dos pilares. A ligação encastrada conduz a uma fundação menos económica. No entanto, é a mais comum porque permite um melhor aproveitamento da secção dos pilares e assim reduzir o custo da superestrutura.

A ligação rotulada mais comum é formada por uma placa soldada à extremidade inferior do pilar e pela colocação de chumbadouros posicionados o mais próximo possível do seu eixo de rotação.

A ligação encastrada mais utilizada consiste numa placa soldada à extremidade inferior do pilar, com chumbadouros afastados da linha de centro, com objectivo de se formar um binário na resistência ao momento flector.

Na Fig. 17 é apresentado um exemplo de cada tipo de ligação.

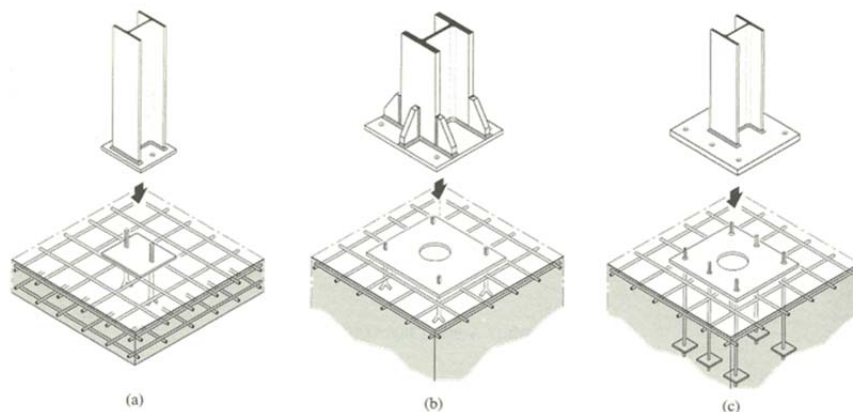


Fig. 17 – a) Ligação rotulada – b) e c) Ligações encastradas ou semi-rígidas (Hirt, 2001)

2.6. MATERIAIS

As principais propriedades do aço que interessam ao cálculo estrutural apresentam-se no Quadro 1. No Quadro 2 indicam-se os valores nominais da tensão de cedência e da tensão última à tracção de aços estruturais que constam na norma EN 10025-2.

Quadro 1 – Propriedades médias de um aço estrutural

| | |
|---|---|
| Massa volúmica (ρ): | 7850 kg/m ³ (ou ≈ 77 kN/m ³) |
| Coeficiente de expansão térmica (α_T): | $11,7 \times 10^{-6} \text{ (}^\circ\text{C)}^{-1}$ |
| Módulo de elasticidade longitudinal (E): | 210 GPa |
| Módulo de elasticidade transversal (G): | $E/[2(1+\nu)] \approx 80$ GPa |
| Coeficiente de Poisson (ν): | 0,3 |

Quadro 2 – Valores nominais da tensão de cedência f_y e da tensão última à tracção f_u para os aços estruturais laminados a quente (excerto do Quadro 3.1 do EC3-1)

| Norma e classe de aço | Espessura nominal t da componente da secção [mm] | | | |
|-----------------------|--|----------------------------|--------------------------------|----------------------------|
| | $t \leq 40$ mm | | $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm | |
| | f_y [N/mm ²] | f_u [N/mm ²] | f_y [N/mm ²] | f_u [N/mm ²] |
| EN 10025-2 | | | | |
| S 235 | 235 | 360 | 215 | 360 |
| S 275 | 275 | 430 | 255 | 410 |
| S 355 | 355 | 490 | 335 | 470 |
| S 450 | 440 | 550 | 410 | 550 |

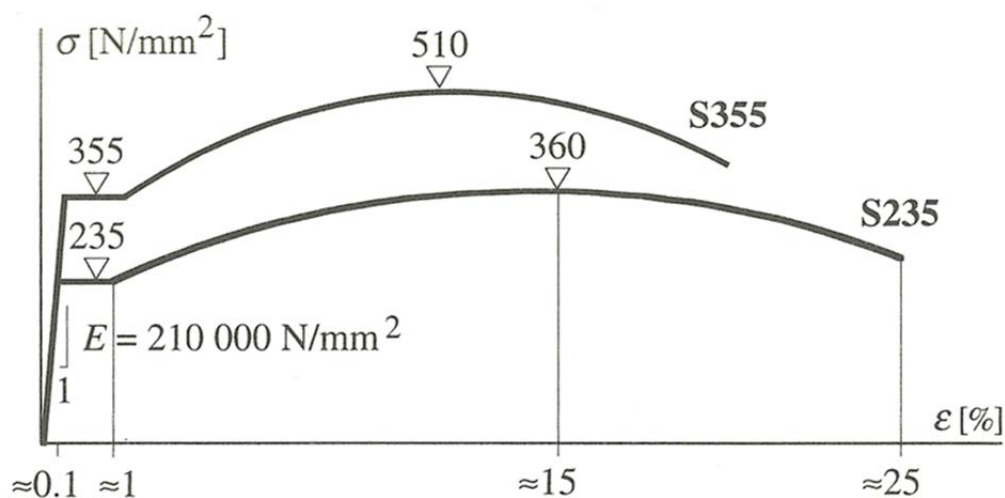


Fig. 18 – Diagrama de tensão/extensão característico dos aços S235 e S355

3

BASES DE DIMENSIONAMENTO**3.1. REGULAMENTAÇÃO**

A última regulamentação Portuguesa de verificação da segurança de estruturas de aço foi estabelecida a 31 de Maio de 1983 no Decreto-Lei n.º 235/83 (Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Aço para Edifícios). Esta regulamentação tem vindo a ser substituída pelas normas europeias designadas de Eurocódigos. Os Eurocódigos têm sido desenvolvidos desde 1975 pela Comissão da Comunidade Europeia e reúnem um conjunto de regras de dimensionamento que permitem unificar as actualmente praticadas nos vários estados membros. No total foram produzidos dez documentos dos quais a responsabilidade é da Cominação Técnica (CEN/TC 250):

- EN 1990 Eurocódigo: Bases para projecto de estruturas
- EN 1991 Eurocódigo 1: Acções em estruturas
- EN 1992 Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão
- EN 1993 Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço
- EN 1994 Eurocódigo 4: Projecto de estruturas mistas aço-betão
- EN 1995 Eurocódigo 5: Projecto de estruturas de madeiras
- EN 1996 Eurocódigo 6: Projecto de estruturas de alvenaria
- EN 1997 Eurocódigo 7: Projecto geotécnico
- EN 1998 Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos
- EN 1999 Eurocódigo 9: Projecto de estruturas de alumínio

Cada Eurocódigo é constituído, geralmente, por várias partes e um Anexo Nacional. O Anexo Nacional estabelece as regras específicas de cada país que podem, por exemplo, estar relacionadas com características intrínsecas do território nacional como as cargas devidas à neve, ao vento, aos sismos, etc..

Na elaboração dos exemplos apresentados e da ferramenta informática, o autor recorreu aos seguintes documentos:

Eurocódigo 0 – Bases de cálculo de estruturas (versão 2009):

- NP EN 1990

Eurocódigo 1 – Acções em estruturas (versão 2010):

- NP EN 1991-1-1 – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios

- NP EN 1991-1-3 – Acções da Neve
- NP EN 1991-1-4 – Acções do Vento
- NP EN 1991-1-5 – Acções térmicas

Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço (versão 2010):

- NP EN 1993-1-1 – Regras gerais para edifícios
- NP EN 1993-1-8 – Projecto de ligações

3.2. PRINCÍPIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO

A concepção de uma estrutura metálica, em termos gerais, deve conduzir a uma solução viável, económica e que sirva os objectivos para a qual se destina durante todo o período de vida útil da estrutura. O projectista deve procurar perceber de uma forma clara quais são as necessidades, de forma a poder conceber uma estrutura, de preferência versátil, que possa responder às exigências do projecto.

O dimensionamento de uma estrutura deve seguir dois critérios de âmbito geral: no caso de a estrutura ser solicitada numa situação excepcional como sismo, neve, vento forte ou outra acção accidental, deve ser garantido não existe colapso, permitindo que as pessoas sejam evacuadas em segurança. Em condições normais, a estrutura deve garantir o funcionamento para o qual foi concebida, assim como o conforto das pessoas, a aparência da estrutura e durabilidade. A teoria dos estados limites permite sistematizar este processo de verificação.

Os Estados Limites Últimos (Ultimate Limit States - ULS) são os estados associados ao colapso da estrutura, salvaguardando a segurança das pessoas. Em termos gerais, a estrutura pode atingir este estado nas seguintes situações: perda da estabilidade global por desequilíbrio da estrutura considerada como um corpo rígido; rotura por deformação excessiva; criação de mecanismos na estrutura; perda de estabilidade ou rotura causada por fadiga ou outras propriedades evolutivas no tempo.

Os Estados Limites de Utilização (Serviceability Limit States - SLS) ocorrem quando a estrutura deixa de cumprir determinadas condições de serviço, como por exemplo a funcionalidade para a qual foi concebida, o conforto das pessoas e aparência da estrutura.

Nos casos apresentados as verificações efectuadas são, em termos gerais, as que se seguem.

Estados Limites Últimos (ULS):

- a capacidade resistente das secções em regime plástico com os esforços das combinações ULS;
- a formação de mecanismos de globais de rotura;
- a formação de mecanismos locais de encurvadura;

Estados Limites de Utilização (SLS):

- a limitação da deformação para os esforços da combinação Característica de acções;

3.3. CONVENÇÕES

As convenções adoptadas são as utilizadas no programa SAP2000 v.14.2.2, com o objectivo de tornar mais rapidamente compreensível a leitura e a análises dos resultados.

3.3.1. SISTEMA DE EIXOS

O sistema de eixos global usado na análise global foi o seguinte (ver Fig. 19):

- eixo x - eixo horizontal paralelo ao plano do pórtico;
- eixo y - eixo perpendicular ao plano do pórtico;
- eixo z - eixo vertical paralelo ao plano do pórtico.

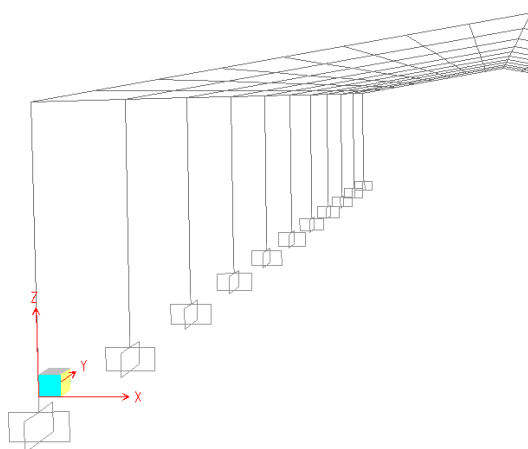


Fig. 19 – Sistema de eixos global

Na análise local da secção, o sistema de eixos usado foi o seguinte (ver Fig. 20):

- eixo 1: eixo normal ao plano da secção
- eixo 2: eixo vertical (em geral, eixo de menor inércia)
- eixo 3: eixo horizontal (em geral, eixo de maior inércia)

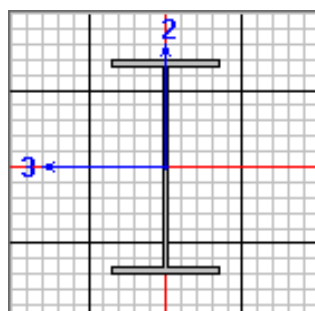


Fig. 20 – Sistema de eixos local

3.4. ACÇÕES

3.4.1. ACÇÕES PERMANENTES (G)

Designam-se como acções permanentes as acções com elevada probabilidade de actuar durante um determinado período de referência e cuja variação de intensidade no tempo é desprezável ou é sempre no mesmo sentido (monotónica) até a acção atingir um certo limite (NP EN 1990, 2009).

As acções permanentes consideradas na análise de pavilhões industriais podem dividir-se em dois casos de carga, nomeadamente o peso próprio e a restante carga permanente.

3.4.1.1. Peso próprio

No caso de carga “peso próprio”, foram consideradas as acções devidas ao peso próprio apenas dos elementos estruturais modelados no programa de cálculo, isto é, madres, travessas e pilares.

Estas acções foram consideradas de forma automática pelo programa de cálculo SAP2000 a partir das secções associadas aos elementos de barra e definido o peso volumico do aço de 77 kN/m^3 . As secções foram atribuídas com base no pré-dimensionamento efectuado, ver capítulo 3.7.

3.4.1.2. Restante carga permanente

Neste caso de carga consideraram-se todas as restantes acções permanentes para além do peso próprio, nomeadamente, os revestimentos da cobertura e das fachadas, os elementos de ligação e outros pequenos acessórios. Estas acções são habitualmente representadas por cargas uniformes. No entanto, os pontos de aplicação das cargas estão muitas vezes associados a cargas pontuais. Nos casos em que estas cargas são importantes, têm que ser alvo de uma análise em separado.

Nos casos apresentados neste trabalho foram considerados os pesos dos painéis de cobertura e das fachadas e foi estimado um valor para o peso dos elementos de ligação e outros acessórios, em percentagem do peso próprio da estrutura.

O peso do painel da cobertura e das fachadas foi estimado em $0,09 \text{ kN/m}^2$ o que corresponde um painel tipo sandwich com 40 mm de espessura.

O peso dos elementos de ligação e outros pequenos acessórios da estrutura final estimou-se como aproximadamente 5% do peso próprio da estrutura metálica. Para efectuar esta quantificação, multiplicou-se directamente no programa de cálculo o valor das acções correspondentes ao peso próprio por 1,05.

3.4.2. ACÇÕES VARIÁVEIS (Q)

3.4.2.1. Sobrecarga

A sobrecarga foi quantificada de acordo com a NP EN 1991-1-1, admitindo-se uma cobertura tipo H (coberturas não acessíveis, excepto para operações de manutenção e reparação correntes). De acordo com o Quadro NA-6.10 do Anexo Nacional, o valor característico da sobrecarga para este tipo de coberturas é de $q_k=0,4 \text{ kN/m}^2$ e $Q_k=1,0 \text{ kN}$ (q_k e Q_k não actuam em simultâneo).

3.4.2.2. Acção do vento

A quantificação da acção do vento foi efectuada de acordo com a EN1991-1-4. A pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores, w_e , é obtida através da expressão (Ponto 5.2 (1))

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe} \quad (1)$$

A pressão exercida pelo vento nas superfícies interiores, w_i , é dada pela expressão (Ponto 5.2 (2)):

$$w_i = q_p(z_i) \times c_{pi} \quad (2)$$

em que:

$q_p(z)$ pressão dinâmica de pico;

z altura de referência para a pressão exterior/interior;

c_p coeficiente de pressão para a pressão exterior/interior.

A pressão dinâmica de pico, $q_p(z)$, é calculada por uma das expressões (Ponto 4.5 (1)):

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad (3)$$

$$q_p(z) = c_e(z) \times q_b \quad (4)$$

em que:

$I_v(z)$ intensidade de turbulência à altura z ;

ρ massa volúmica do ar (valor recomendado de 1,25 kg/m³);

$v_m(z)$ velocidade média do vento à altura z

$c_e(z)$ coeficiente de exposição;

q_b pressão dinâmica de referência.

O recurso à expressão (4) é mais prático porque permite obter os valores do coeficiente de exposição directamente a partir do gráfico da Figura NA-4.2 do Anexo Nacional. No entanto, para efeitos de programação optou-se por recorrer ao cálculo explícito como base nas equações que dão origem ao gráfico referido, seguindo a metodologia de cálculo da expressão (3).

A intensidade de turbulência à altura z é calculada pela seguinte expressão:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} \quad \text{para } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (5)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{para } z < z_{\min}$$

em que o desvio padrão da velocidade do vento, σ_v , é dado pela expressão:

$$\sigma_v = k_r \times v_b \times k_t \quad (6)$$

O coeficiente de turbulência k_t recomendado é 1,0 e o coeficiente de terreno, dependente do comprimento de rugosidade, k_r , é dado pela expressão:

$$k_{r_i} = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07}, \quad (7)$$

o valor da velocidade média é dado pela expressão:

$$v_m = c_r(z) \times c_o(z) \times v_b \quad (8)$$

em que o valor do coeficiente de rugosidade $c_r(z)$ é dado pela expressão:

$$\begin{aligned} c_r(z) &= k_r \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \quad \text{para } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \\ c_r(z) &= c_r(z_{\min}) \quad \text{para } z < z_{\min} \end{aligned} \quad (9)$$

em que o valor de k_r é o expresso da equação (7). O valor do coeficiente de orografia c_o é igual a 1,0 salvo nos casos indicados no Ponto 4.3.3. A velocidade básica do vento, v_b , que é dada pela expressão:

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} \quad (10)$$

na qual c_{dir} e c_{season} são os coeficientes de direcção e de sazão, respectivamente, cujo valor recomendado pelo anexo nacional é 1 para ambos. O valor básico da velocidade de referência do vento ($v_{b,0}$) depende da zona em que se localiza o edifício. A NP EN 1991-1-4 define a duas zonas (A e B) cujos valores para a velocidade de referência do vento se apresentam no Quadro 3:

Quadro 3 – Valor básico da velocidade do vento

| Zona | $v_{b,0}$ [m/s] |
|--|-----------------|
| A – a generalidade do território, excepto as regiões pertencentes à zona B; | 27 |
| B – os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou a altitudes superiores a 600 m. | 30 |

O comprimento de rugosidade z_0 e a altura mínima, z_{\min} , são definidos no Quadro 4. A altura máxima z_{\max} é considerada igual a 200m:

Quadro 4 – Categorias de terreno e respectivos parâmetros (Quadro NA-4.1 do EC1-1-4)

| Categoria de terreno | | z_0 [m] | z_{\min} [m] |
|----------------------|---|--------------|-------------------|
| I | Zona costeira exposta aos ventos de mar | 0,005 | 1 |
| II | Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura | 0,05 | 3 |
| III | Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes) | 0,3 | 8 |
| IV | Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m | 1,0 | 15 |

O valor do coeficiente de pressão interior, c_{pi} foi considerado de forma simplificada de acordo com o Ponto 7.2.9 (Nota 2) admitindo o valor mais gravoso entre +0,2 e -0,3.

O coeficiente de pressão exterior, c_{pe} depende da configuração da cobertura. A Fig. 21 ilustra o caso de uma cobertura com duas vertentes, cujos coeficientes $c_{pe,10}$ (aplicáveis a superfícies com mais de 10 m²) se encontram apresentados nos Quadros 5 e 6, tendo por base as partições apresentadas na Fig. 22.

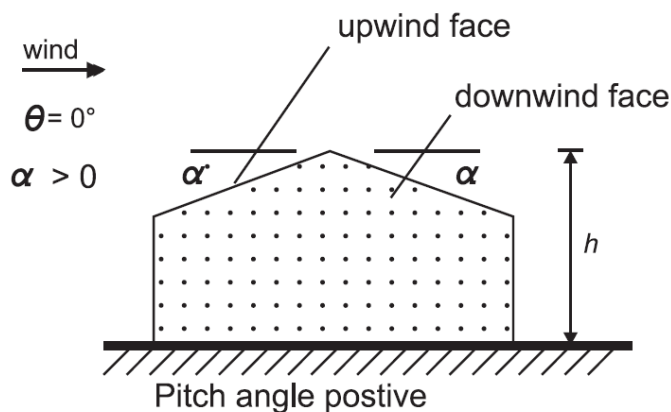


Fig. 21 – Cobertura de duas vertentes

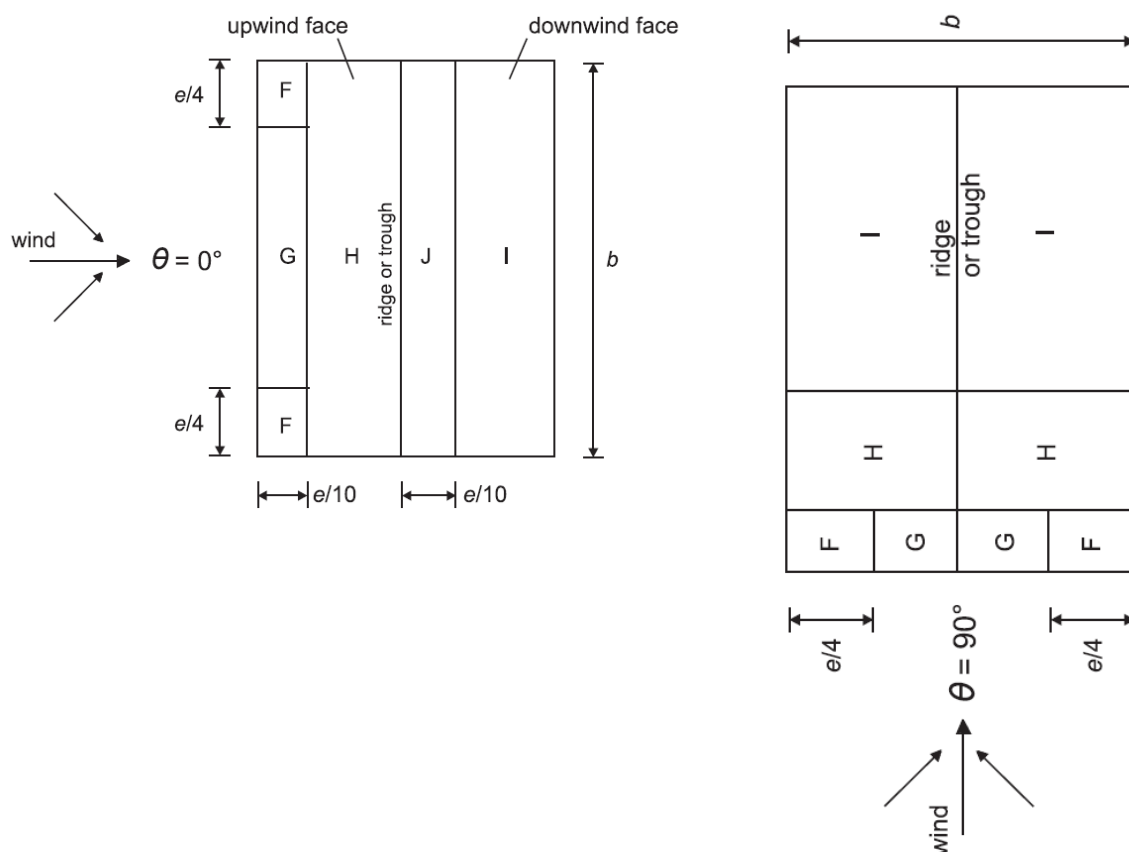


Fig. 22 – Coberturas de duas vertentes: partições para definição de coeficientes de pressão exterior C_{pe}

Na Fig. 22, o valor de e é o mínimo entre as dimensões b ou $2h$, em que b é maior dimensão do edifício e h a altura do edifício.

Quadro 5 – Coeficientes de pressão exterior para coberturas de duas vertentes (Quadro 7.2, NP EN 1991-1-4)

| Angulo de inclinação A | Zona; Direcção do vento $\theta=0^\circ$ | | | | |
|---------------------------|--|-------------|-------------|-------------|-------------|
| | F | G | H | I | J |
| | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,10}$ |
| 5 | -1,7 | -1,2 | -0,6 | -0,6 | 0,2 |
| | +0,0 | +0,0 | +0,0 | -0,6 | -0,6 |
| 15 | -0,9 | -0,8 | -0,3 | -0,4 | -1 |
| | +0,2 | +0,2 | +0,2 | +0,0 | +0,0 |
| 30 | -0,5 | -0,5 | -0,2 | -0,4 | -0,5 |
| | +0,7 | +0,7 | +0,4 | +0,0 | +0,0 |
| 45 | -0,0 | -0,0 | -0,0 | -0,2 | -0,3 |
| | +0,7 | +0,7 | +0,6 | +0,0 | +0,0 |

Quadro 6 – Coeficientes de pressão exterior para coberturas de duas vertentes (Quadro 7.2b, NP EN 1991-1-4)

| Angulo de inclinação α | Zona; Direcção do vento $\theta=90^\circ$ | | | |
|----------------------------------|---|-------------|-------------|-------------|
| | F | G | H | I |
| | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,10}$ |
| 5 | -1,6 | -1,3 | -0,7 | -0,6 |
| 15 | -1,3 | -1,3 | -0,6 | -0,5 |
| 30 | -1,1 | -1,4 | -0,8 | +0,5 |
| 45 | -1,1 | -1,4 | -0,9 | +1,5 |

O Quadro 7 resume os valores dos coeficientes de pressão externa nas paredes verticais de um edifício com cobertura de duas vertentes, tendo por base o zonamento apresentado na Fig. 23.

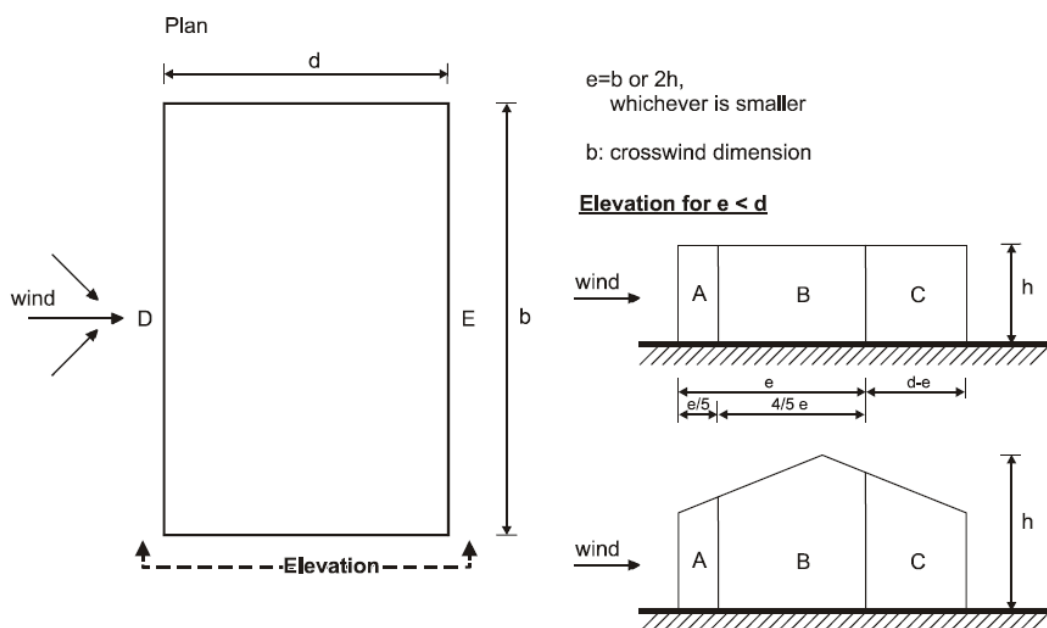


Fig. 23 – Zonamento das empenas das coberturas com 2 vertentes para efeito da definição dos coeficientes de pressão ($\theta=0^\circ$)

Quadro 7 – Coeficientes de pressão exterior recomendados para paredes verticais de edifícios de planta rectangular (Quadro 7.1, NP EN 1991-1-4)

| Zona | A | B | C | D | E |
|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| h/d | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,10}$ |
| 5 | -1,2 | -0,8 | -0,5 | +0,8 | -0,7 |
| 1 | -1,2 | -0,8 | -0,5 | +0,8 | -0,5 |
| $\leq 0,25$ | -1,2 | -0,8 | -0,5 | +0,7 | -0,3 |

3.4.2.3. Acção da neve

A acção da neve foi quantificada de acordo com a NP EN1991-1-3. Segundo o Ponto 5.2, para situações de projecto persistentes/transitórias, esta acção pode ser calculada pela seguinte expressão:

$$S = \mu_i \times C_e \times C_t \times s_k \quad (11)$$

em que:

μ_i coeficiente de forma para a carga da neve;

C_e coeficiente de exposição;

C_t coeficiente térmico;

s_k valor característico da carga da neve ao nível do solo.

O valor do coeficiente de forma para a carga da neve μ_i depende do tipo da cobertura. A NP EN1991-1-3 define disposições da carga da neve não deslocada (caso (i)) e deslocada (casos (ii) e (iii)). Apresentam-se na Fig. 24 os coeficientes de forma para coberturas com duas vertentes, para os casos referidos:

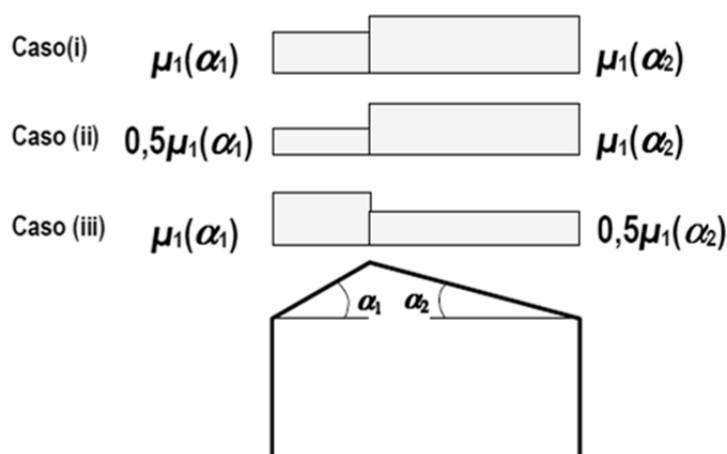


Fig. 24 – Coeficientes de forma para a carga da neve – coberturas de 2 vertentes (Figura 5.3, NP EN1991-1-3)

Os valores de μ_1 e μ_2 aplicam-se quando não há impedimento ao deslizamento da neve na cobertura, apresentando-se os seus valores no Quadro 8.

Quadro 8 – Coeficientes de forma para a carga da neve

| Ângulo de inclinação da vertente α | $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $30^\circ < \alpha < 60^\circ$ | $\alpha > 60^\circ$ |
|---|-------------------------------------|--------------------------------|---------------------|
| μ_1 | 0,8 | $0,8(60 - \alpha)/30$ | 0,0 |
| μ_2 | $0,8 + 0,8 \alpha/30$ | 1,6 | -- |

A norma define ainda que, no caso de existirem guarda-neves ou outros obstáculos, ou em que o bordo inferior da cobertura tenha uma platibanda, o coeficiente de forma para a carga da neve não deverá ter um valor inferior a 0,8. Nos casos correntes de pavilhões industriais, a cobertura tem uma platibanda e a inclinação é inferior a 30° . Considerando-se sempre verificadas estas condições, admite-se que $\mu_i = 0,8$ para a generalidade das situações.

O valor do coeficiente de exposição C_e depende da topografia do local. O valor recomendado pela norma é de 1,0 que corresponde a uma topografia normal: zonas nas quais não há uma remoção significativa da neve pelo vento, devido à configuração do terreno, à existência de outras construções ou de árvores. O coeficiente térmico C_t deve ser tomado igual a 1,0 salvo nos casos em que exista uma redução das cargas da neve em coberturas com elevada transmissão térmica ($> 1 \text{ W/m}^2 \cdot \text{K}$). Os valores característicos da carga da neve ao nível do solo s_k , são definidos no Anexo Nacional que estipula a expressão:

$$s_k = C_z \left[1 + \left(\frac{H}{500} \right)^2 \right] \quad (12)$$

em que:

C_z coeficiente dependente da zona (igual a 0,30 para a zona Z_1 , 0,20 para a zona Z_2 e 0,10 para a zona Z_3);

H altitude do local, em metros.

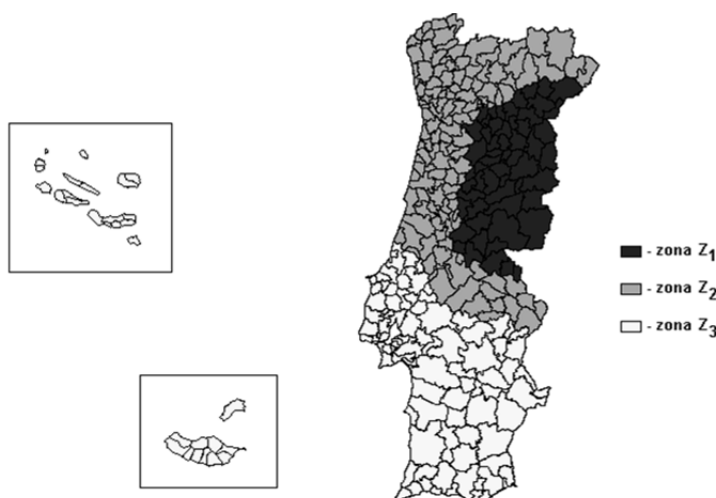


Fig. 25 – Zonamento do território nacional para a acção da neve (Anexo Nacional, NP EN1991-1-3)

3.4.2.4. Acção do Sismo

As estruturas metálicas possuem melhor comportamento sísmico do que a generalidade dos materiais concorrentes. Na origem desta vantagem, está o facto do material aço possuir grande ductilidade.

Por outro lado, a uma estrutura metálica está associado um menor peso, o que, para além de reduzir os esforços de 1ª ordem induzidos pelos sismos, provoca efeitos de 2ª ordem inferiores quando comparados com um deslocamento idêntico numa estrutura de betão armado (Nunes, 2008).

Existem disposições construtivas que permitem melhorar a ductilidade da estrutura. Esta maior ductilidade leva a uma maior dissipação de energia durante a actuação de um sismo melhorando assim o comportamento da estrutura.

Esta maior ductilidade pode-se ser conseguida adoptando ligações semi-rígidas, sistemas de contraventamento flexíveis e idealizando a localização das rótulas plásticas.

Nos casos tratados neste trabalho, a massa concentrada ao nível da cobertura é muito reduzida pelo que se desprezou o efeito desta acção, tendo-se adoptado um sistema de contraventamento flexível.

3.4.3. ACÇÕES ACIDENTAIS (A)

As acções acidentais são provenientes de fenómenos que se produzem muito raramente e que só com muita fraca probabilidade assumem valores significativos durante a vida da estrutura e cuja quantificação só é possível estabelecer por valores fixos, criteriosamente atribuídos.

Nas situações correntes de pavilhões industriais não é habitual considerar acções acidentais. No entanto, poderão não ser desprezáveis as situações de embates nos pilares de veículos pesados ou de cargas transportadas por pontes rolantes.

3.5. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

Os esforços para efeitos de dimensionamento em Estado Limite Último são obtidos como base na combinação fundamental, definida na NP EN1990 pela seguinte expressão:

$$E_d = \gamma_{G,j} \times G_{K,j} + \gamma_{Q,1} \times Q_{K,1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{K,i} \quad (13)$$

em que:

- $\gamma_{G,j}$ coeficiente parcial relativo à acção permanente j, tomado como 1,35 ou 1,0 conforme seja desfavorável ou favorável, respectivamente;
- $\gamma_{Q,i}$ coeficiente parcial relativo à acção variável i, tomado sempre igual a 1,5;
- $G_{K,j}$ valor característico da acção permanente j;
- $Q_{K,i}$ valor característico da acção variável i;
- $\psi_{0,i}$ coeficiente para determinação do valor de combinação de uma acção variável (ver Quadro 10).

Aplicando a equação (13) resultam as seguintes combinações:

Quadro 9 – Factores de combinação resultantes da aplicação da equação (13)

| Acção de Base/Acção | G_PP | G_RCP | SOB | VENTO_X | VENTO_Y | NEVE |
|---------------------|------|-------|-----|---------|---------|------|
| Sobrecarga | 1,35 | 1,35 | 1,5 | - | - | - |
| Vento X | 1,0 | 1,0 | - | 1,5 | - | - |
| | 1,35 | 1,35 | - | 1,5 | - | 0,75 |
| Vento Y | 1,0 | 1,0 | - | - | 1,5 | - |
| | 1,35 | 1,35 | - | - | 1,5 | 0,75 |
| Neve | 1,35 | 1,35 | - | - | - | 1,5 |
| | 1,35 | 1,35 | 0,9 | - | - | 1,5 |
| | 1,35 | 1,35 | - | 0,9 | - | 1,5 |

em que:

| | |
|---------|--|
| G_PP | Acção do peso próprio; |
| G_RCP | Acção devida à restante carga permanente; |
| SOB | Acção da sobrecarga na cobertura; |
| VENTO_X | Acção do vento na direcção $\theta=0^\circ$; |
| VENTO_Y | Acção do vento na direcção $\theta=90^\circ$; |
| NEVE | Acção da neve. |

Os valores dos coeficientes de combinação ψ encontram-se especificados na EN 1991-1, cujos valores se apresentam no Quadro 10.

Para ter em conta o Ponto 3.3.2(1) que indica que nas coberturas do tipo H não é necessário aplicar as sobrecargas simultaneamente com as acção da neve e/ou a acção do vento foram criadas combinações para dimensionamento das travessas e das madres diferentes das combinações para dimensionamento dos pilares e dos contraventamentos.

Quadro 10 – Coeficientes de combinação ψ

| ACÇÃO | ψ_0^* | ψ_1^{**} | ψ_2^{***} |
|-------------------------|------------|---------------|----------------|
| Sobrecarga ¹ | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| Vento | 0,6 | 0,2 | 0,0 |
| Neve ² | 0,5 | 0,2 | 0,0 |

(*), (**), (***) Coeficientes para determinação do valor de combinação, frequente e quase-permanente de uma acção variável, respectivamente.

¹ Sobrecarga em edifícios da categoria H: coberturas (EN 1991-1-1);

² Estados membros do CEN (excepto Finlândia, Islândia, Noruega, Suécia), para obras localizadas à altitude $H \leq 1000$ m acima do nível do mar.

4

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO

4.1. ANÁLISE GLOBAL

4.1.1. INTRODUÇÃO

A análise da estrutura deve recorrer a modelos matemáticos que representem com o maior grau de aproximação possível o comportamento real da estrutura. No entanto, o comportamento real da estrutura é demasiado complexo para ser reproduzido de forma totalmente precisa. Como tal, recriam-se modelos mais simples que se admitem representativos da realidade. Ao recorrer a modelos simplificados da realidade, está-se a introduzir um erro entre o comportamento real e o comportamento avaliado no modelo simplificado. Para que o modelo seja realmente representativo da realidade, este erro tem de ser mínimo. Como tal, é necessário avaliar quais são os efeitos importantes cuja modelação é fundamental de forma a minimizar este erro. Ao longo deste capítulo abordam-se os tipos de análise utilizados.

De acordo com o Eurocódigo 3 (EC3), os esforços poderão geralmente ser determinados através de:

- análises de primeira ordem, considerando a geometria inicial da estrutura; ou
- análises de segunda ordem, tomando em consideração a influência da configuração deformada da estrutura (cláusula 5.1.1 (1)).

Conforme Silva *et al*, 2010, a opção por uma destas análises depende da influência dos efeitos de 2ª ordem. Assim, se estes se revelarem significativos para o comportamento estrutural têm que ser considerados. Por outro lado, não se revelando significativos, podem ser desprezados e optar-se por uma análise de primeira ordem que considere a geometria inicial da estrutura. A opção pela análise de primeira ordem tem a vantagem, do ponto de vista do cálculo, de ser bastante mais simples que uma análise de 2ª ordem.

O EC3 admite que se podem desprezar os efeitos de 2ª ordem (podendo então optar-se por uma análise de primeira ordem) quando é satisfeito o seguinte critério:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \text{ para análises elásticas}$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \text{ para análises plásticas}$$

em que:

α_{cr} factor pelo qual as acções de cálculo teriam de ser multiplicadas para provocar a instabilidade elástica num modo global;

F_{cr} valor crítico do carregamento associado à instabilidade elástica num modo global com deslocamentos laterais, determinado com base nos valores de rigidez iniciais;

F_{Ed} valor de cálculo do carregamento da estrutura.

O valor limite de α_{cr} é superior no caso da análise plástica, porque nessa análise espera-se que o valor crítico do carregamento associado à instabilidade seja superior que no caso de uma análise elástica. No entanto, isto apenas se verifica nos casos em que a estrutura é significativamente afectada pela não linearidade material no estado limite último (por exemplo, no caso de se formarem na estrutura rótulas plásticas com redistribuição de momentos ou quando ocorrem deformações não lineares significativas provocadas por ligações semi-rígidas) (EC3).

De acordo com o tipo de pórtico e de análise global, os efeitos de 2ª ordem e as imperfeições poderão ser considerados através de um dos seguintes métodos:

- ambos os efeitos são incluídos na totalidade numa análise global (método 1);
- parte dos efeitos são incluídos na análise global e os restantes contabilizados nas verificações de segurança dos elementos em relação a fenómenos de instabilidade (método 2);
- em casos simples, através de verificações de segurança individuais de elementos equivalentes em relação a fenómenos de instabilidade, utilizando os comprimentos de encurvadura correspondentes ao modo de instabilidade global da estrutura (método 3).

O método 1 é o método mais completo e sofisticado, porque são incluídos quer os efeitos de 2ª ordem quer as imperfeições geométricas globais e locais. Este método tem a vantagem de permitir a verificação individual dos elementos da estrutura de uma forma mais simples, no sentido de que os esforços por incluírem já os efeitos de encurvadura não necessitam de ser tomados em conta no cálculo da resistência da secção. Por outro lado, este método apresenta como maior desvantagem a sua complexidade e o volume de trabalho que requer, sendo, por este motivo, pouco utilizado.

O método 2 é o método actualmente mais usado. É um método mais simples de aplicar que o método 1 na medida em que para o cálculo dos esforços apenas toma em consideração os efeitos das imperfeições globais, sendo as imperfeições locais consideradas nas expressões de cálculo da resistência.

Por último, o método 3 exige que se determine os comprimentos de encurvadura correspondentes ao primeiro modo de encurvadura. Por essa razão, este método é de difícil aplicação de forma manual aos casos de estruturas mais complexas, optando-se, para estes casos, pela utilização, quando aplicável, do método 2, ou do método 1, sempre com recurso a uma ferramenta informática.

4.1.2. IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS

As imperfeições geométricas estão inevitavelmente presentes em todas as estruturas e são responsáveis pela introdução de cargas adicionais devidas aos efeitos de excentricidade relativas à configuração de geometria perfeita que é usada nos modelos de cálculo. As imperfeições geométricas consideradas no EC3 têm em conta os seguintes efeitos:

- imperfeições geométricas dos elementos, limitadas pelas tolerâncias geométricas definidas nas normas dos produtos ou na norma de execução;

- imperfeições estruturais resultantes do fabrico e da montagem;
- tensões residuais;
- variação da tensão de cedência.

Torna-se assim necessário avaliar a sua importância de forma a serem tidas em conta no cálculo dos esforços para efeitos de dimensionamento. Segundo o EC3 (parte 1), deverão considerar-se as seguintes imperfeições:

- as imperfeições globais em pórticos e sistemas de contraventamento;
- as imperfeições locais em elementos considerados individualmente.

A configuração admitida para as imperfeições globais e locais poderá ser obtida com base no modo de encurvadura elástico do pórtico no plano de encurvadura considerado (cláusula 5.3.2(1)).

Deverão considerar-se, com a direcção e configuração mais desfavoráveis, todos os fenómenos de encurvadura, no plano e fora do plano do pórtico, incluindo encurvadura por torção, associados a modos de instabilidade simétricos e assimétricos (cláusula 5.3.2(2)).

Em pórticos susceptíveis à ocorrência de modos de encurvadura com deslocamentos laterais, o efeito das imperfeições deverá ser incorporado na análise global do pórtico através de uma imperfeição equivalente com a forma de uma inclinação lateral inicial das colunas do pórtico (imperfeição global), e de deformadas iniciais dos seus elementos (imperfeições locais). As amplitudes das imperfeições globais poderão determinar-se do seguinte modo (ver Fig. 26):

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m \quad (14)$$

em que:

ϕ_0 valor de base, dado por $\phi_0 = 1/200$

α_h coeficiente de redução, calculado em função da altura da estrutura h (em metros) através de:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \text{ mas } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0 \quad (15)$$

α_m coeficiente de redução associado ao número de colunas num piso, calculado através de:

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)}, \quad (16)$$

em que m é o número de colunas num piso, incluindo apenas aquelas que estão submetidas a um esforço axial N_{Ed} superior ou igual a 50 % do valor médio por coluna no plano vertical considerado.

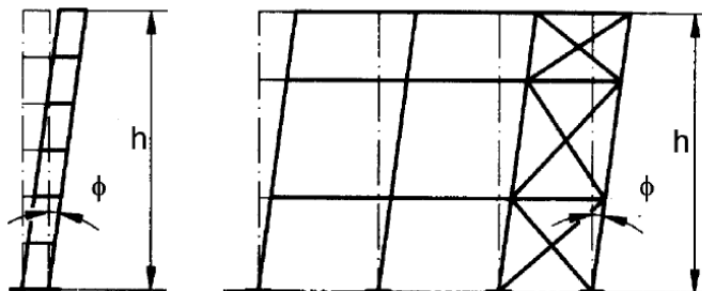


Fig. 26 – Imperfeições globais equivalentes (Figura 5.2, NP EN1993-1)

Relativamente às imperfeições locais dos elementos, associadas à encurvadura por flexão, a amplitude relativa inicial é dada por:

$$\frac{e_0}{L},$$

em que:

e_0 amplitude máxima do deslocamento inicial;

L comprimento do elemento.

Em pórticos de edifícios, poderá ignorar-se a imperfeição global do pórtico quando:

$$H_{Ed} \geq 0,15 V_{Ed}$$

4.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS TRAVESSAS E DOS PILARES

As travessas e os pilares são elementos que estão solicitados essencialmente à flexão. Como tal, para efeitos de pré-dimensionamento, opta-se por uma verificação de resistência à flexão simples para as combinações de Estado Limite Último.

Admitindo a secção de classe 1 ou 2, a resistência à flexão é dada por:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (17)$$

em que:

W_{pl} módulo de flexão plástico;

f_y tensão de cedência do aço;

γ_{M0} coeficiente parcial de segurança.

4.2.1.1. Exemplo de pré-dimensionamento de um pilar

Admitindo que o pilar tem 6 metros de altura e está inserido numa estrutura tipo pórtico simples com perfis de alma cheia, cujas fundações são encastradas, este ficará submetido ao diagrama de momentos flectores representado na Fig. 27.

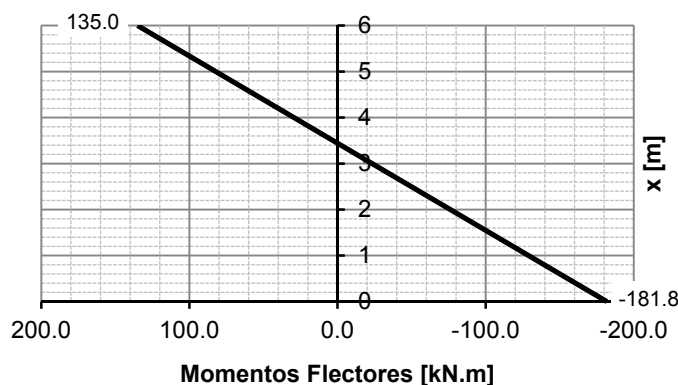


Fig. 27 – Diagrama de momentos flectores em ELU

O momento flector máximo actuante, $M_{sd}=181,8$ kN/m, ocorre na base do pilar. O momento resistente em flexão é dado pela equação (17).

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Impondo a condição $M_{sd} \leq M_{Rd}$, vem:

$$W_{pl} \geq \frac{181,8}{355 \times 10^3} \geq 5,122 \times 10^{-4} m^3 \geq 512,2 cm^3,$$

admitindo um factor de 1,2 para ter em conta a o efeito de encurvadura lateral, o momento resistente plástico é dado por $W_{pl} \geq 1,2 \times 512,2 \geq 614,5 cm^3$. Seleccionando um perfil da série IPE resulta: IPE 300 - $W_{pl} = 628,4 cm^3$.

4.3. DIMENSIONAMENTO DOS PILARES E DAS TRAVESSAS

4.3.1. CLASSIFICAÇÃO DA SECÇÃO TRANSVERSAL

A secção transversal está sujeita fenómenos de encurvadura local que influenciam a sua capacidade de resistência. Este fenómeno ocorre quando a totalidade ou parte da secção está sujeita a compressões, ou seja, apenas ocorre para esforços axiais de compressão e/ou momentos flectores. Como a influência desta encurvadura local é complexa de ser avaliada o EC3 permite a classificação da secção em quatro classes em função da capacidade de rotação e da formação de rótulas plásticas. De acordo com o Ponto 5.5.2(1) as quatro classes são:

Classe 1: aquelas em se pode formar uma rótula plástica, com capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da sua resistência;

Classe 2: aquelas que podem atingir o momento resistente plástico, mas cuja capacidade de rotação é limitada pela encurvadura local;

Classe 3: aquelas em que a tensão na fibra extrema comprimida, calculada com base numa distribuição elástica de tensões, pode atingir o valor da tensão de cedência, mas em que a encurvadura local pode impedir que o momento resistente plástico seja atingido;

Classe 4: aquelas em que ocorre a encurvadura local antes de se atingir a tensão de cedência numa ou mais partes da secção transversal.

A classificação da secção depende da razão c/t das dimensões das partes comprimidas (alma ou banzo), indicadas nas tabelas que se apresentam nas Fig. 28 e Fig. 29.

A classe atribuída à secção é a maior das classes que se obtêm para cada uma das partes (banzo ou alma).

De acordo com o EC3, a classificação da secção é baseada na máxima resistência da secção às forças internas, sujeita a momentos flectores ou a forças axiais de compressão, actuantes separadamente. No entanto, quando a secção está sujeita a um par de esforços M-N os valores que correspondem à capacidade última resistente da secção dependem do parâmetro α (para secções classe 1 ou 2) ou do parâmetro ψ (para secções classe 3). Em ambos os casos estes parâmetros dependem da posição do eixo neutro.

Existem duas abordagens que podem ser adoptadas: a) considerar que toda a secção está sujeita a esforço axial de compressão, o que é a situação mais desfavorável e pode levar a resultados demasiado conservativos, especialmente nos casos em que o esforço axial é reduzido face ao momento flector; b) classificar a secção transversal em função de uma estimativa da posição do eixo neutro com base

apenas na força axial instalada, o que é interessante nos casos correntes em que as barras têm uma força axial constante mas o momento flector varia. De acordo com Gardner and Nethercot (Silva *et al.*, 2010), para secções I ou H, sujeitas a momentos flectores segundo o eixo de maior inércia e esforço axial com o eixo neutro na alma (caso mais corrente), o parâmetro α pode ser estimado pela seguinte expressão:

$$\alpha = \frac{1}{c} \left(\frac{h}{2} + \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{Ed}}{t_w \cdot f_y} - (t_f + r) \right) \quad (18)$$

em que:

c dimensão da alma de acordo com a Fig. 28;

h altura total da secção;

N_{Ed} esforço axial actuante;

t_w espessura da alma;

f_y tensão de cedência do aço;

t_f espessura do banzo;

r raio da ligação alma-banzo.

| Componentes internos comprimidos | | | | | | |
|--|--------------------------------|------------------------------------|---|----------------|------|------|
| | | | | Eixo de flexão | | |
| | | | | Eixo de flexão | | |
| Classe | Componente solicitado à flexão | Componente solicitado à compressão | Componente solicitado à flexão e à compressão | | | |
| Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva) | | | | | | |
| 1 | $c/t \leq 72\epsilon$ | $c/t \leq 33\epsilon$ | quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396 \epsilon}{13 \alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36 \epsilon}{\alpha}$ | | | |
| 2 | $c/t \leq 83\epsilon$ | $c/t \leq 38\epsilon$ | quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456 \epsilon}{13 \alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5 \epsilon}{\alpha}$ | | | |
| Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva) | | | | | | |
| 3 | $c/t \leq 124\epsilon$ | $c/t \leq 42\epsilon$ | quando $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$ | | | |
| $\epsilon = \sqrt{235/f_y}$ | f_y | 235 | 275 | 355 | 420 | 460 |
| | ϵ | 1.00 | 0.92 | 0.81 | 0.75 | 0.71 |

*) $\psi \leq -1$ aplica-se quando a tensão de compressão $\sigma < f_y$ ou quando a extensão de tracção $\epsilon > f_y/E$.

Fig. 28 – Limites máximos de relações largura-espessura para componentes comprimidos (almas) (Quadro 5.2, EC3)

| Banzos em consola | | | | | | |
|--|------------------------------------|---|------|---|------|------|
| | | | | | | |
| Secções laminadas | | | | Secções soldadas | | |
| Classe | Componente solicitado à compressão | Componente solicitado à flexão e à compressão | | | | |
| | | Extremidade comprimida | | Extremidade traccionada | | |
| Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva) | | | | | | |
| 1 | $c/t \leq 9\epsilon$ | $c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$ | | $c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ | | |
| 2 | $c/t \leq 10\epsilon$ | $c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$ | | $c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ | | |
| Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva) | | | | | | |
| 3 | $c/t \leq 14\epsilon$ | $c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Para k_σ ver a EN 1993-1-5 | | | | |
| $\epsilon = \sqrt{235/f_y}$ | f_y | 235 | 275 | 355 | 420 | 460 |
| | ϵ | 1.00 | 0.92 | 0.81 | 0.75 | 0.71 |

Fig. 29 - Limites máximos de relações largura-espessura para componentes comprimidos (banzos) (Quadro 5.2, EC3)

4.3.2. VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA E DA ESTABILIDADE LOCAL

Quer os pilares quer as travessas são elementos sujeitos essencialmente a dois tipos de esforços, nomeadamente esforços axial e momento flector. O dimensionamento é então feito em flexão composta. Uma vez adoptado o método 2 referido no capítulo 3.6.1, é necessário ter em conta os efeitos de segunda ordem no cálculo da resistência da secção. Esta consideração é feita através de factores redutores da resistência da secção calculada sem efeitos de encurvadura. A metodologia adoptada é a que consta no Eurocódigo 3.

Nos casos correntes, os pilares encontram-se sujeitos a momentos flectores apenas na direcção transversal, sendo desprezáveis os momentos na direcção longitudinal da estrutura. Os efeitos de torção são igualmente desprezáveis. As expressões (19) e (20) aplicam-se a secções simétricas de paredes finas e secção aberta, considerando igualmente as disposições referidas anteriormente.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1,0; \quad (19)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1,0. \quad (20)$$

Verificadas estas condições fica efectuada a verificação da resistência e da estabilidade local do perfil.

Passo 1: Verificação da resistência da secção

-Resistência ao esforço axial (Classe 1 ou 2):

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (21)$$

-Para secções duplamente simétricas I ou H, de acordo com o Ponto 6.2.9.1(4) do EC3:

- não é necessário reduzir o momento plástico resistente em torno de y se as duas condições seguintes se verificarem:

$$N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} \quad (22)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_f \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (23)$$

- não é necessário reduzir o momento plástico resistente em torno de z se as duas condições seguintes se verificarem:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (24)$$

-Resistência à flexão (Classe 1 ou 2):

$$M_{Ed} \leq M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (25)$$

Passo 2: Verificação da estabilidade da barra de acordo com as expressões (19) e (20):

-Resistência de cálculo (Classe 1, 2)

$$N_{Rk} = A \cdot f_y \quad (26)$$

$$M_{y,Rk} = W_{pl,y} \cdot f_y \quad (27)$$

-Factores de encurvadura segundo os planos xz e xy (χ_y e χ_z):

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \text{ mas } \chi \leq 1,0 \quad (28)$$

em que:

$$\phi = 0,5 \times \left[1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (29)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_E}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad (30)$$

$$\bar{\lambda} = \pi \sqrt{E / f_y} = 93,9 \cdot \varepsilon \quad (31)$$

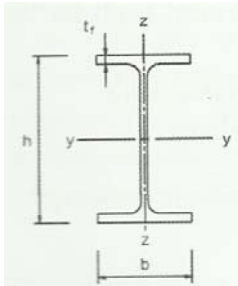
$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y} \quad (32)$$

o coeficiente α depende da curva de encurvadura que é obtida a partir da Tabela 5, cujos valores se encontram na Tabela 4.

Tabela 4 – Factores de imperfeição

| CURVA | FACTOR |
|-------|--------|
| a_0 | 0,13 |
| a | 0,21 |
| b | 0,34 |
| c | 0,49 |
| d | 0,76 |

Tabela 5 – Curvas de encurvadura

| SECÇÃO | | LIMITES GEOMÉTRICOS | | EIXO DE ENCURVADURA | CURVA DE ENCURVADURA | |
|-------------------------|---|---------------------|-------------------------|---------------------|------------------------------|-------|
| | | | | | S235 S275 S355 S420 | S460 |
| Perfis laminados I ou H |  | $h / b > 1.2$ | $t_f \leq 40mm$ | y-y | a | a_o |
| | | | $40mm < t_f \leq 100mm$ | z-z | b | a_o |
| | | $h / b \leq 1.2$ | | $t_f \leq 100mm$ | y-y | b |
| | | | $t_f > 100mm$ | z-z | c | a |
| | $h / b \leq 1.2$ | $t_f \leq 100mm$ | | y-y | b | a |
| | | $t_f > 100mm$ | z-z | c | a | |
| | $h / b \leq 1.2$ | | $t_f \leq 100mm$ | y-y | b | a |
| | | $t_f > 100mm$ | z-z | c | a | |

-Factor de encurvadura $\chi_{LT,mod}$:

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f}, \text{ mas } \chi_{LT,mod} \leq 1,0 \quad (33)$$

$$f = 1 - 0,5(1 - k_c) \left[1 - 2,0(\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2 \right], \text{ mas } f \leq 1,0 \quad (34)$$

$$k_c = \frac{1}{1,33 - 0,33\psi}, \text{ com } \psi \text{ obtido da Tabela 8} \quad (35)$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ mas } \chi_{LT} \leq 1,0 \text{ e } \chi_{LT} \leq 1/\bar{\lambda}_{LT}^2 \quad (36)$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (37)$$

o coeficiente α_{LT} é obtido a partir das curvas de encurvadura da Tabela 6.

Tabela 6 – Curvas de encurvadura para torção lateral (método alternativo)

| SECÇÃO | LIMITES | CURVA DE ENCURVADURA (EC3-1-1) |
|-----------------------------|--------------|--------------------------------|
| Laminada a quente I ou H | $h/b \leq 2$ | b |
| | $h/b > 2$ | c |

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} \text{ e } \bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4 \quad (38)$$

em que o momento crítico é dado por:

$$M_{cr} = M_{cr}^E \cdot \alpha_m \quad (39)$$

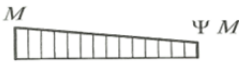
$$M_{cr}^E = \frac{\pi}{L} \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z \cdot \left(1 + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L^2 \cdot G \cdot I_T} \right)} \quad (40)$$

-Os factores k_{yy} e k_{zz} são obtidos:

Tabela 7 – Factores k_{yy} e k_{zy}

| | | | |
|----------|--|----------|--|
| k_{yy} | $C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ | k_{zy} | $\left[1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ <p>para $\bar{\lambda}_z < 0,4 : k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z$</p> $\leq 1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}$ |
|----------|--|----------|--|

Tabela 8 – Factores C_{my} , C_{mz} e C_{mLT}

| DIAGRAMA DE MOMENTOS | INTERVALO | C_{MY} , C_{MZ} E C_{MLT} |
|---|-----------------------|---------------------------------|
| | | CARREGAMENTO UNIFORME |
|  | $-1 \leq \Psi \leq 1$ | $0,6 + 0,4\Psi \geq 0,4$ |

4.4. DIMENSIONAMENTO DAS LIGAÇÕES

O dimensionamento das ligações foi efectuado como base no método das componentes que é especificado no EC3. As verificações a efectuar para os casos concretos de ligações de pórticos simples com travessas inclinadas são indicadas nos pontos seguintes.

4.4.1. LIGAÇÃO ENTRE O PILAR E A TRAVESSA

Nas Fig. 30 a Fig. 34 são apresentadas as nomenclaturas utilizadas no Quadro 11, que resume as verificações para dimensionamento da ligação.

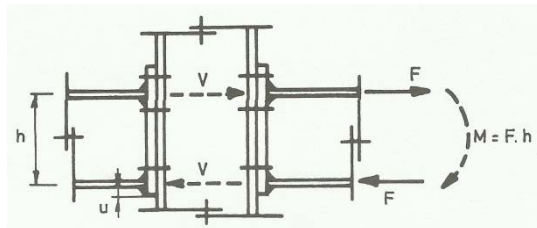


Fig. 30 - Nó

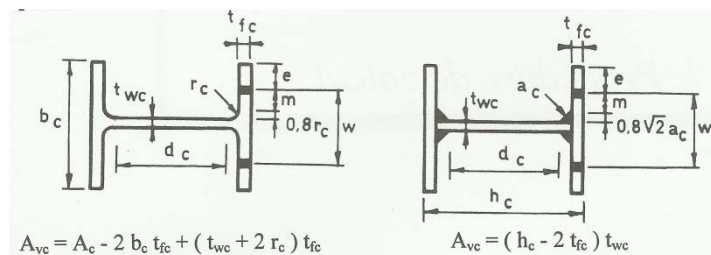


Fig. 31 - Pilar

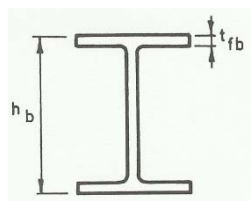


Fig. 32 - Travessa

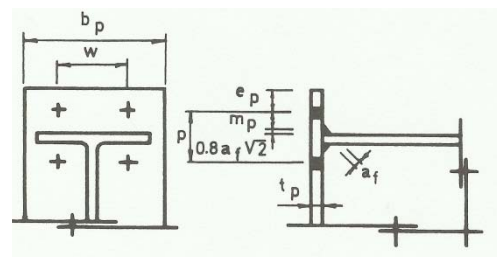


Fig. 33 - Placa de extremidade

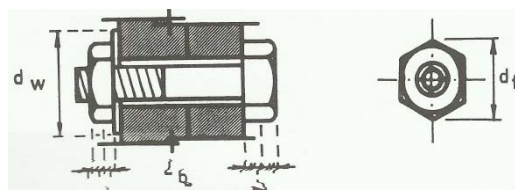


Fig. 34 - Parafusos

Quadro 11 – Método das componentes aplicado ao dimensionamento uma ligação coluna-viga, (adaptado CTICM, 1996)

| COMPONENTE | RESISTÊNCIA DE CÁLCULO |
|--|---|
| Painel de alma de coluna solicitado ao corte | $F_{Rd,1} = \frac{V_{wc,Rd}}{\beta} \quad \text{com, } V_{wp,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{vc} \cdot f_{y,wc}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$ |
| Alma de coluna em compressão transversal | $F_{Rd,2} = \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad \text{mas } F_{Rd,2} \leq \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot \rho \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M1}}$ <p>em que:</p> $\omega = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \left(b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} / A_{vc} \right)^2}}$ $k_{wc} = 1,0 \quad \text{se } \sigma_{com,Ed} \leq 0,7 f_{y,wc}$ <p>se $\bar{\lambda}_p \leq 0,72$; $\rho = 1,0$; se $\bar{\lambda}_p > 0,72$; $\rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2$.</p> <p>com:</p> $\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff,c,w} \cdot d_{wc} \cdot f_{y,wc}}{E \cdot t_{wc}^2}}$ $d_{wc} = h_c - 2(t_{fc} + r_c) \quad (*)$ $b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_p + 5 \cdot (t_{fc} + s) + s_p \quad , \text{com } s = r_c \quad (*)$ |
| Esquadro de reforço da viga | $F_{Rd,3} = \frac{M_{c,Rd}}{(h - t_{fb})}$ <p>$M_{c,Rd}$: Momento resistente de cálculo da travessa</p> |
| Parafusos à tracção | $F_{Rd,4} = 6 \cdot B_{t,Rd} \quad \text{com } B_{t,Rd} = F_{t,Rd}$ $F_{t,Rd} = \min \left(\frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}, \frac{0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \right)$ |
| Alma da travessa à tracção | $F_{Rd,5} = \frac{b_{eff,t,wb} \cdot t_{wb} \cdot f_{y,wb}}{\gamma_{M0}}$ |

| | |
|--------------------------------|--|
| | $b_{eff.wc,t} = \min[4\pi m; 8m + 2,5e; p + 4m + 1,25e]$ |
| Banzo da travessa em flexão | $F_{Rd,6} = \min[F_{fc.Rd,t1}; F_{fc.Rd,t2}]$ $F_{fc.Rd,t1} = \frac{(8.n - 2.e_w).I_{eff.fc,t}.m_{pl.fc}}{2.m.n - e_w(m + n)} k_{fc}$ $F_{fc.Rd,t2} = \frac{2.I_{eff.fc,t}.m_{pl.fc}.k_{fc} + 4.B_{t.Rd}.n}{m + n}$ $k_{fc} = 1 \text{ se } \sigma_{n,fc} \leq 180 N / mm^2$ $k_{fc} = \frac{(2.f_{yfc} - 180 - \sigma_{n,fc})}{(2.f_{yfc} - 360)} \leq 1 \text{ se } \sigma_{n,fc} > 180 N / mm^2$ $n = \min[e; 1,25m; (bp - w) / 2]$ $e_w = d_w / 4$ $m_{pl.fc} = \frac{0,25.t_{fc}^2.f_{yfc}}{\gamma_{M0}}$ $I_{eff.fc,t} = b_{eff.wc,t}$ |
| Placa de extremidade em flexão | $F_{Rd,7} = \min[F_{ep.Rd,1}; F_{ep.Rd,2}]$ <p>em que:</p> $F_{ep.Rd,1} = \frac{(8.n_p - 2.e_w).I_{eff.pt}.m_{pl,p}}{2.m_p.n_p - e_w(m_p + n_p)}$ $F_{ep.Rd,2} = \frac{2.I_{eff.p,t}.m_{pl,p} + 4.B_{tRd}.n_p}{m_p + n_p}$ $n_p = \min[e_p; 1,25.m_p]$ |

| | |
|----|---|
| | $m_{pl.p} = \frac{0,25 \cdot t_p^2 \cdot f_{yp}}{\gamma_{M0}}$ $I_{eff.p,t} = \min[4\pi m_p; 8m_p + 2,25e_p; w + 4m_p + 1,25e_p; b_p]$ |
| Nó | $F_{Rd} = \min[F_{Rd,i}]$ <p>Momento resistente de cálculo:</p> $M_{Rd} = F_{Rd} \cdot h$ <p>Momento resistente elástico máximo:</p> $\frac{2}{3} M_{Rd}$ |

Parâmetro de transformação $\beta=1,0$

(*) coluna em perfil laminado em I ou em H

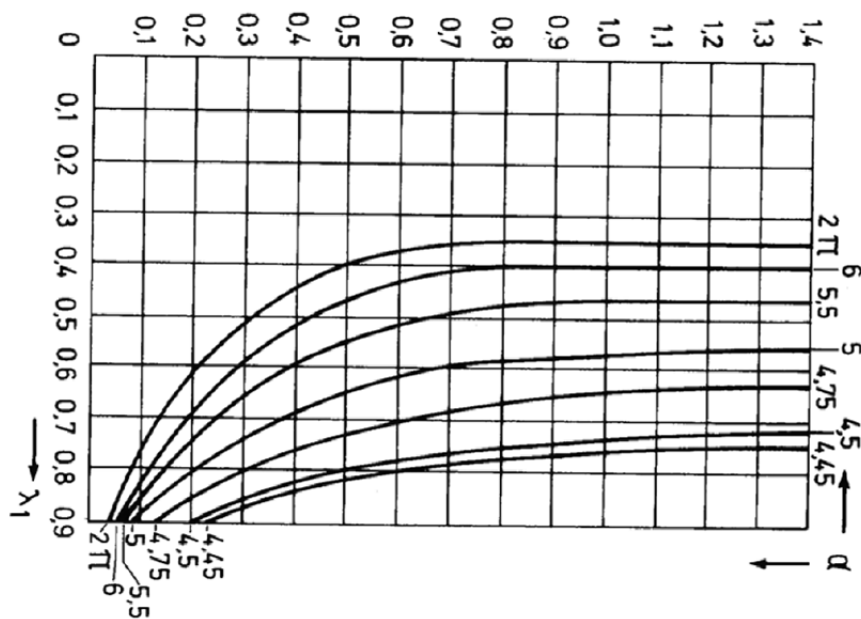
4.4.2. LIGAÇÃO ENTRE TRAVESSAS

No Quadro 12 resumem-se as verificações para dimensionamento de uma ligação aparafusada entre travessas com placa de extremidade.

Quadro 12 – Método das componentes aplicado ao dimensionamento de uma ligação entre travessas, (adaptado CTICM,1996)

| COMPONENTE | RESISTÊNCIA DE CÁLCULO |
|--------------------------------|--|
| Banzo da travessa à compressão | $F_{Rd,3} = \frac{M_{c,Rd}}{(h_b - t_{fb})}$ <p>$M_{c,Rd}$:Momento Resistente da travessa</p> |
| Parafusos à tracção | $F_{Rd,4} = 4 \cdot B_{t,Rd} \text{ com } B_{t,Rd} = F_{t,Rd}$ $F_{t,Rd} = \min\left(\frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}; \frac{0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}}\right)$ |
| Placa de extremidade em flexão | $F_{Rd,7} = \min[F_{ep,Rd,1}; F_{ep,Rd,2}]$ <p>ou</p> $F_{ep,Rd,1} = \frac{(8 \cdot n_p - 2 \cdot e_w) \cdot I_{eff.p,t} \cdot m_{pl.p}}{2m_{p1} \cdot n_p - e_w (m_{p1} + n_p)}$ |

| | |
|-----------------------------|---|
| | $F_{ep,Rd,2} = \frac{2 \cdot l_{eff,p,t} \cdot m_{pl,p} + 4 \cdot B_{t,Rd} \cdot n_p}{m_{p1} + n_p}$ $n_p = \min[e_p; 1,25 \cdot m_{p1}]$ $m_{pl,p} = \frac{0,25 \cdot t_p^2 \cdot f_{yp}}{\gamma_{M0}}$ $l_{eff,p,t} = \min[2\pi m_{p1}; \alpha m_{p1}]$ <p>em que α é definido no gráfico da Fig. 35.</p> |
| Alma da travessa em tracção | $F_{Rd,8} = \frac{b_{eff,wb,t} \cdot t_{wb} \cdot f_{ywb}}{\gamma_{M0}}$ $b_{eff,wb,t} = l_{eff,p,t}$ |
| Nó | $F_{Rd} = \min[F_{Rd,i}]$ <p>Momento resistente de cálculo:</p> $M_{Rd} = F_{Rd} \cdot h$ <p>Momento resistente elástico máximo:</p> $\frac{2}{3} M_{Rd}$ |


 Fig. 35 – Gráfico para determinação de α (CTICM, 1996)

Os valores λ_1 e λ_2 para determinação de α (Fig. 35) são obtidos pelas expressões que se apresentam na Fig. 36.

$$\lambda_1 = \frac{m_{p1}}{m_{p1} + e_p}$$

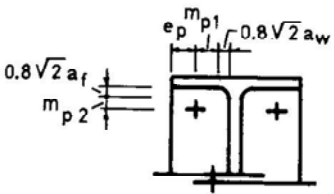
$$\lambda_2 = \frac{m_{p2}}{m_{p1} + e_p}$$


Fig. 36 – Expressões para obtenção dos valores λ_1 e λ_2 (CTICM, 1996)

5

APLICAÇÃO INFORMÁTICA DE APOIO AO DIMENSIONAMENTO

5.1. ARQUITECTURA DA APLICAÇÃO

Recorda-se que o objectivo do programa OPM é permitir a rápida análise e dimensionamento de uma gama mais ou menos abrangente de soluções permitindo encontrar a solução mais económica.

Na primeira fase de desenvolvimento do programa, estipularam-se as etapas necessárias para encontrar a solução mais económica.

Definiu-se uma primeira fase como a da introdução da geometria da estrutura. Nesta fase, o utilizador fornece os parâmetros geométricos que definem a estrutura, isto é, a altura dos pilares, o vão livre, a inclinação da vertente, etc.

A segunda fase é a de quantificar as acções que actuam na estrutura e efectuar as combinações das acções importantes ao dimensionamento da estrutura.

A terceira fase é o cálculo dos esforços da estrutura definida na primeira fase, sujeita às acções introduzidas na segunda fase.

A quarta fase é o dimensionamento da estrutura com base nos esforços obtidos na fase anterior.

A quinta fase é o armazenamento da solução, isto é, são guardados os resultados obtidos do dimensionamento.

Após o armazenamento, é necessário fazer uma nova interacção regressando à primeira fase, definindo novas características geométricas e armazenando a nova solução.

Estando completo o processo iterativo e armazenadas as soluções, finaliza-se o processo com a comparação das soluções.

Como referido anteriormente, optou-se neste trabalho por programar apenas uma tipologia de estrutura em pórtico simples com perfis de alma cheia. No que respeita ao armazenamento e comparação das soluções, optou-se por fazê-lo manualmente, uma vez que a simplicidade com que é feita não justificou o processo de automatização. No entanto, durante o desenvolvimento do programa existiu a preocupação de deixar espaço para que estas expansões sejam fáceis de implementar futuramente. Relativamente ao processo de cálculo, optou-se por recorrer a um programa comercial, nomeadamente o SAP2000, tirando partido dos avançados métodos de cálculo e análise que possui e da interacção possibilitada em fase dimensionamento.

Neste seguimento, o programa foi desenvolvido em quatro módulos distintos permitindo uma maior versatilidade, isto é, foi desenhado para que seja fácil implementar actualizações que aumentem as capacidades da ferramenta.

Na Fig. 37 apresenta-se a arquitectura do programa desenvolvido OPM.

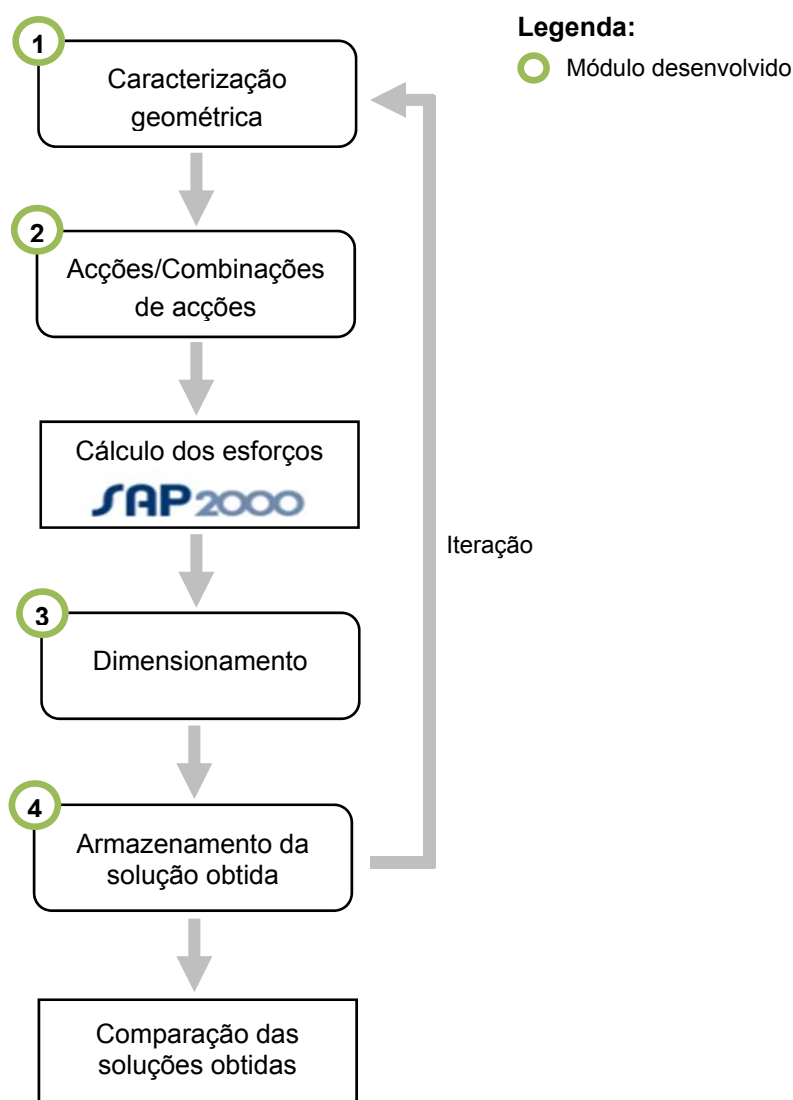


Fig. 37 – Esquema global do processo de optimização da geometria

A arquitectura procurou seguir as fases do processo de optimização que foram anteriormente definidas. Criaram-se os seguintes módulos:

Módulo 1 – Caracterização geométrica, onde se definem os parâmetros geométricos da estrutura de base. Estes dados irão ser processados pela ferramenta que vai gerar todas as coordenadas de todos os nós da estrutura. Após gerados os nós, são automaticamente exportados para o SAP2000 e criados os elementos de barra ligando os nós. As barras são criadas com uma ordem pré-determinada à qual é associado um código que irá servir para distinguir os vários elementos, nomeadamente pilares, vigas e madres.

Módulo 2 – Acções/Combinações de acções, onde são definidas e quantificadas as acções permanentes e variáveis, assim como as combinações de acções. Este módulo importa as características geométricas da estrutura a partir do módulo 1 para calcular explicitamente o valor das cargas a aplicar no modelo de cálculo. Isto é, as acções da neve e do vento dependem de valores como a inclinação das vertentes e a altura da estrutura. Estes dados são obtidos directamente dos valores introduzidos no módulo 1.

Módulo 3 – Dimensionamento, módulo onde se dimensionam os perfis dos pilares e das vigas.

Módulo 4 – Armazenamento das soluções obtidas. Este módulo é constituído por uma série de folhas de cálculo que permite guardar os resultados obtidos.

5.2. MÓDULO 1 – CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA

Neste módulo introduzem-se todas as características geométricas da estrutura que irá ser analisada. Como o objectivo é efectuar uma análise paramétrica, definiu-se uma estrutura tipo, que neste caso é um pavilhão industrial com duas vertentes, constituído por uma estrutura porticada em perfis laminados de alma cheia. Os parâmetros fundamentais para definir uma estrutura deste tipo são: o vão ou largura L , a altura dos pilares H , a inclinação das vertentes, o número de madres, o número de pórticos e o respectivo afastamento S .

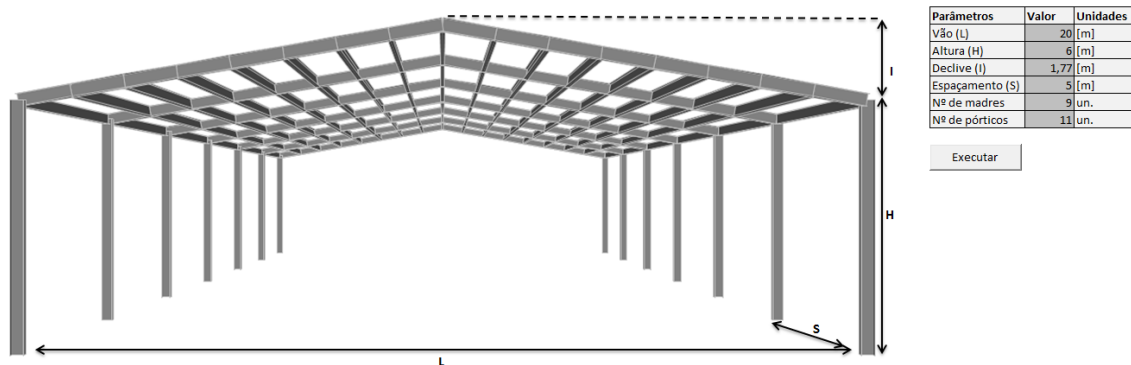


Fig. 38 – Apresentação do módulo de caracterização da geometria da estrutura

Na Fig. 38 é ilustrado o módulo de caracterização da geometria da estrutura. A tabela que figura ao lado da imagem do pórtico permite introduzir os parâmetros que caracterizam a geometria da estrutura.

5.3. MÓDULO 2 – ACÇÕES/COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

Neste módulo são definidas todas as acções a que a estrutura irá ser sujeita, bem como as combinações de acções relevantes para o dimensionamento.

Este módulo foi desenvolvido numa folha de cálculo automático, permitindo uma rápida introdução dos dados e a obtenção de forma directa das cargas equivalentes a essas acções que irão ser aplicadas no modelo de cálculo.

O módulo foi dividido em duas componentes, uma para as acções e outra para as combinações de acções. Cada uma destas componentes subdivide-se conforme a hierarquia apresentada no esquema da Fig. 39.

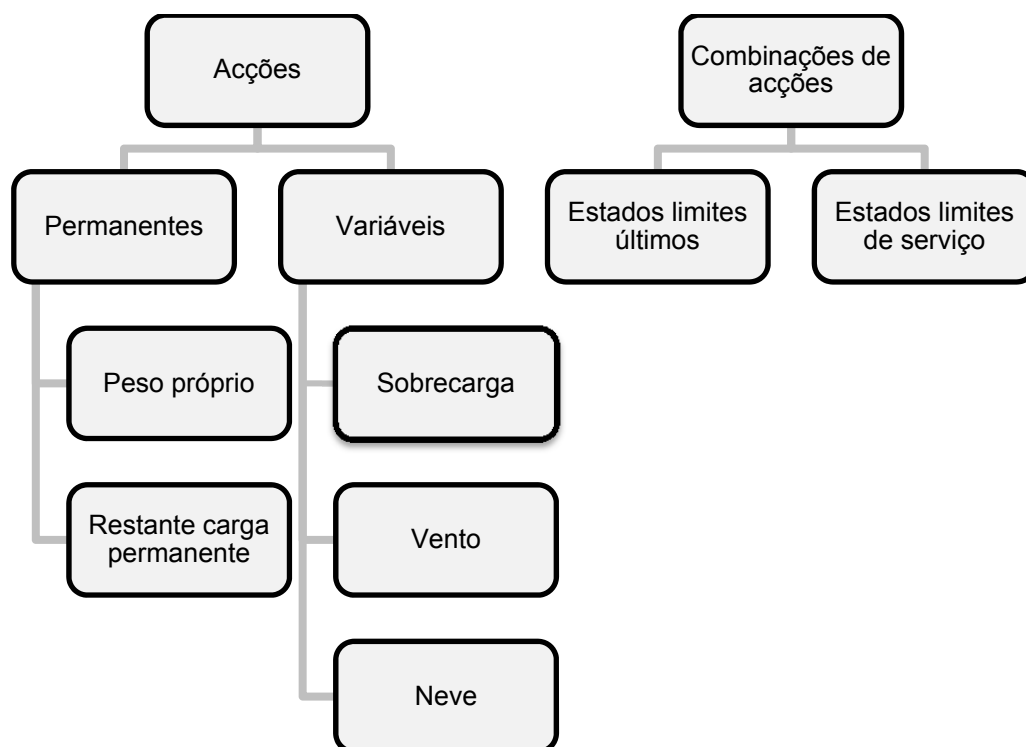


Fig. 39 – Módulo 2 – Acções e combinações de acções

Este módulo foi ainda construído de forma a possibilitar a introdução de duas diferentes situações de carga, permitindo assim, por exemplo o estudo da mesma estrutura situada em duas zonas geográficas distintas com acções de vento e/ou neve diferentes em cada uma das situações.

Esta análise é conseguida, criando no software de cálculo dos esforços (SAP2000) casos de cargas e combinações distintos para cada uma das situações. Nesta fase de desenvolvimento permitiu-se a introdução de duas situações onde é possível modificar as acções variáveis, considerando que as acções permanentes são constantes.

5.3.1. ACÇÕES

Para aplicar as acções que irão ser utilizadas pelo módulo do programa OPM, no programa SAP2000 são inicialmente criados casos de carga que no SAP2000 são denominados de “Load Cases”.

Como referido anteriormente, o módulo foi desenvolvido de forma a permitir a introdução duas situações de carga distintas permitindo simular duas localizações geográficas diferentes. As cargas que não dependem da localização geográfica apresentam-se no Quadro 13.

Quadro 13 – Acções que não dependem da zona geográfica

| “Load Case” | DESIGNAÇÃO |
|-------------|---------------------------|
| G_PP | Peso próprio |
| G_RCP | Restante carga permanente |
| SOB | Sobrecarga |

Para as acções que dependem da zona geográfica, que são nomeadamente o vento e a neve, utilizou-se a seguinte nomenclatura:

$$\{z\}_{\text{VENTO}}_{\{d\}}_{\{c\}}$$

em que:

{z} – Código da zona geográfica: 01 (zona 1) ou 02 (zona 2);

{d} – Direcção do vento: X (direcção $\theta=0^\circ$) ou Y (direcção $\theta=90^\circ$);

{c} – Código do caso de carga: de 01 a 04 para cargas aplicadas na direcção positiva do sistema global de eixos e 05 a 08 para cargas aplicadas na direcção negativa do sistema global de eixos.

No caso da acção da neve:

$$\{z\}_{\text{NEVE}}_{\{c\}}$$

em que:

{z} – Código da zona geográfica: 01 (zona 1) ou 02 (zona 2);

{c} – Código do caso de carga: de 01 a 03 (casos i, ii e iii).

Na Fig. 40 apresenta-se o modo como surgem os casos de carga no SAP2000. Para aceder à janela, acede-se ao menu Define > Load Cases...

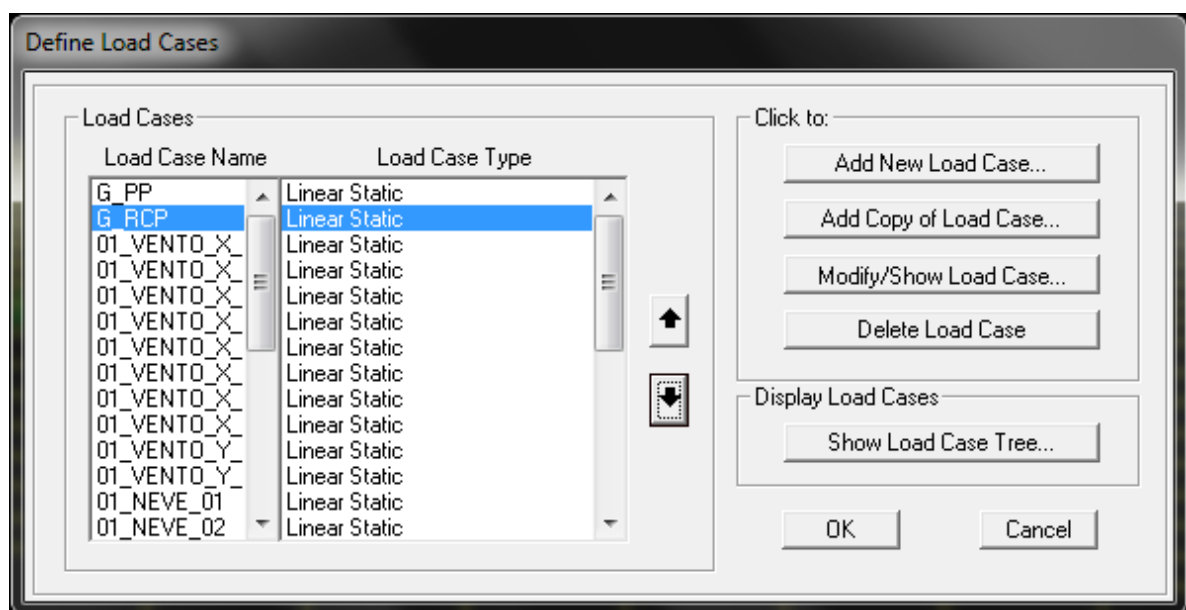


Fig. 40 – Casos de carga no SAP2000

5.3.1.1. Peso próprio

A acção do peso próprio é considerada de forma automática pelo programa de cálculo automático a partir das secções associadas aos elementos de barra e definido o peso volúmico do aço.

5.3.1.2. Restante carga permanente

Admite-se que a restante carga permanente é toda a carga uniformemente distribuída considerada acção permanente além do peso próprio das madres, vigas e pilares. Esta carga actua apenas na cobertura e é transmitida às madres de forma repartida por aplicação de uma carga uniforme e linear sobre cada madre, calculada através da largura de influência respectiva.

Quadro 14 – Quadro de introdução da acção permanente

| ACÇÃO PERMANENTE | | | |
|----------------------------------|--|-------------------|------|
| | | | |
| Restante carga permanente | | | |
| G_RCP | | Unidade | |
| 0,09 | | kN/m ² | |
| | | | |
| Madres centrais | | | |
| Largura de influência | | 1,269 | m |
| Acção uniforme | | 0,114 | kN/m |
| Madres laterais | | | |
| Largura de influência | | 0,635 | m |
| Accção uniforme | | 0,057 | kN/m |

Identificam-se como madres centrais todas as madres com excepção das laterais que se definiram, sendo as duas madres dos extremos, as correspondentes aos limites extremos da cobertura.

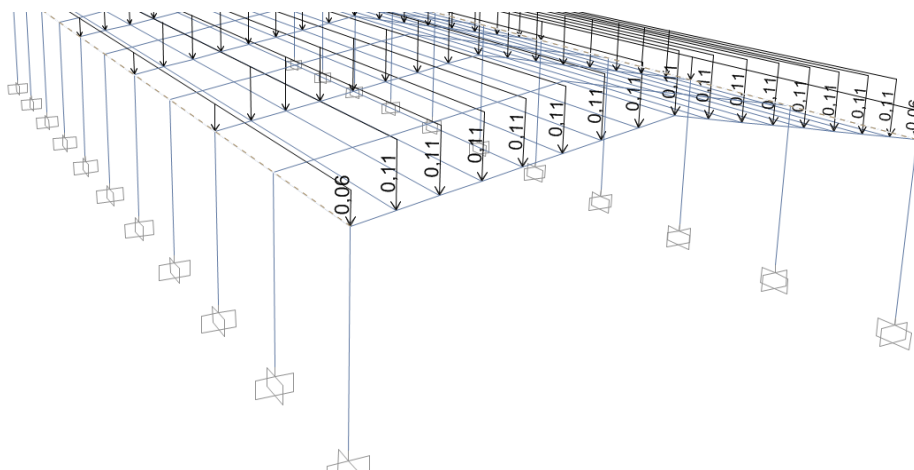


Fig. 41 – Aplicação da carga G_RCP no modelo de cálculo

5.3.1.3. Vento

A acção do vento é calculada de acordo com o NP EN 1991-1-4. Na Fig. 41 apresenta-se um exemplo da acção do vento num pavilhão industrial com cobertura de duas vertentes localizado na zona industrial de Castelo Branco.

| ACÇÃO DO VENTO | | | |
|----------------------|-----------------|--------------|--------|
| Zona | $v_{b,0}$ [m/s] | C_{dir} | 1,0 |
| A | 27 | C_{season} | 1,0 |
| | | | |
| Categoria do terreno | z_0 | z_{min} | |
| III | 0,3 | 8 | |
| | | | |
| v_b [m/s] | 27 | | |
| | | | |
| z [m] | 7,77 | | |
| k_r | 0,215 | | |
| $c_r(z)$ | 0,707 | $v_m(z)$ | 19,09 |
| | | | |
| σ_v | 5,816 | $l_v(z)$ | 0,3046 |
| | | | |
| $q_p(z)$ [kPa] | 0,71 | c_{pi+} | 0,3 |
| $q_b(z)$ [kPa] | 0,46 | c_{pi-} | -0,2 |
| | | | |
| b [m] | 55 | | |
| h [m] | 7,77 | e [m] | 15,54 |
| α [°] | 10,0 | h/d | 0,3885 |

Fig. 42 – Exemplo introdução da acção do vento

Os campos de preenchimento obrigatório são o tipo de zona, a categoria do terreno e os coeficientes de direcção e de sazão.

A localização da estrutura (zona industrial de Castelo Branco), insere-se na zona A cujo valor da velocidade básica de referência do vento é $v_{b,0}=27$ m/s.

A categoria do terreno admitiu-se ser do tipo III por se encontrar numa zona industrial. O coeficiente de direcção foi assumido igual a 1,0 por não existir nenhuma condição especial relativamente à direcção do vento. O coeficiente de sazão foi igualmente considerado igual a 1,0 por se pretender o valor da acção do vento para a fase de exploração da estrutura.

O valor da velocidade básica do vento é dado por:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \times 1,0 \times 27 = 27,0 \text{ m/s}$$

O coeficiente de rugosidade vem então da seguinte expressão:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{0,3}{0,05} \right)^{0,07} = 0,215$$

$$z \leq z_{min} \text{ então } c_r(z) = c_r(z_{min})$$

$$c_r(z_{min}) = k_r \cdot \ln \left(\frac{z_{min}}{z_0} \right) = 0,215 \cdot \ln \left(\frac{8,0}{0,3} \right) = 0,707$$

No cálculo da velocidade média do vento admite-se o valor recomendado para o coeficiente de orografia $c_0=1,0$, vindo então a o valor de $v_m(z)$ dado por:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 0,707 \times 1,0 \times 27,0 = 19,09 \text{ m/s}$$

A intensidade de turbulência do vento resulta da seguinte expressão:

$$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_l = 0,215 \times 27,0 \times 1,0 = 5,816$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min})$$

$$I_v(z_{\min}) = \frac{\sigma_v}{v_m(z_{\min})} = \frac{5,816}{19,09} = 0,3046$$

Por fim, o valor de cálculo da pressão dinâmica de pico q_p é dado por:

$$q_p = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = (1 + 7 \times 0,3046) \times 0,5 \times 1,25 \times 10^{-3} \times 19,09^2$$

$$= 0,71 \text{ kPa}$$

Os coeficientes de pressão exterior são obtidos a partir do Quadro 7.4a da NP EN 1991-1-4 (2010). No exemplo apresentado a inclinação $\alpha=10^\circ$ pelo que os valores foram obtidos por interpolação linear. Na Fig. 43 apresentam-se os quatro casos considerados no modelo de cálculo, obtidos de acordo com a NOTA 1 do quadro referido.

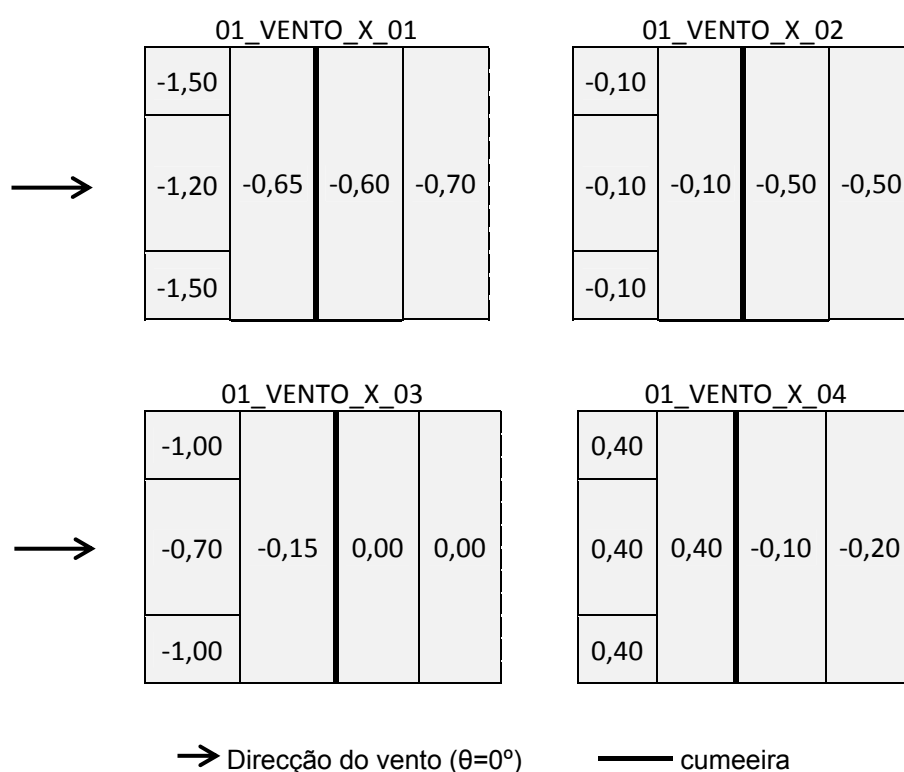
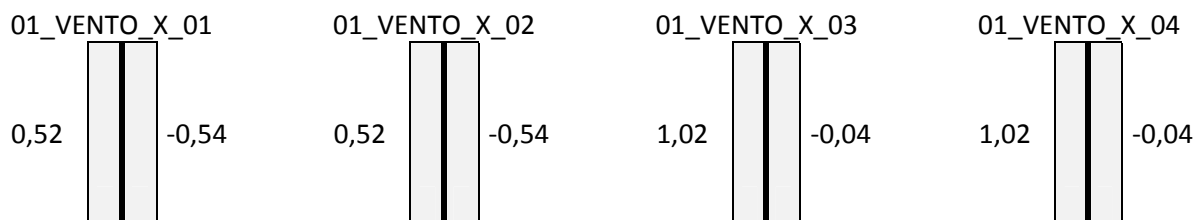


Fig. 43 – Coeficientes de pressão para coberturas de duas vertentes ($\theta=0^\circ$; $\alpha=10^\circ$)

Os coeficientes de pressão exterior para as fachadas são calculados de acordo com o Quadro 7.1 da NP EN 1991-1-4 (2010). Os valores intermédios de h/d foram obtidos por interpolação linear. Na Fig. 44 apresentam-se os coeficientes na situação de vento com inclinação $\theta=0^\circ$ e $h/d=7,77/20=0,389$.


 Fig. 44 - Coeficientes de pressão para paredes verticais ($\theta=0^\circ$; $h/d=0,389$)

No Quadro 15 apresentam-se os valores das cargas uniformes aplicadas no modelo calculadas para o caso de carga 01_VENTO_X_01 aplicadas aos pilares e às madres centrais, no caso dos pilares e madres laterais a largura de influência foi considerada metade, o que resulta numa carga distribuída com metade do valor da aplicada nas madres centrais.

Quadro 15 – Cargas uniformes aplicadas no modelo

| Zona | L – Largura de influência | C_{pe} | C_{pi} | q_p | $W=q_p \cdot (C_{pe}+C_{pi}) \cdot L$ |
|------|---------------------------|----------|----------|-------|---------------------------------------|
| F | 1,269 | -1,30 | -0,2 | 0,71 | -1,35 |
| G | 1,269 | -1,10 | -0,2 | 0,71 | -1,17 |
| H | 1,269 | -0,45 | -0,2 | 0,71 | -0,59 |
| I | 1,269 | -0,40 | -0,2 | 0,71 | -0,54 |
| J | 1,269 | -0,50 | -0,2 | 0,71 | -0,63 |
| D | 5,0 | 0,72 | -0,2 | 0,71 | 1,85 |
| E | 5,0 | -0,34 | -0,2 | 0,71 | -1,92 |

A acção do vento é uma pressão, portanto actua com sentido perpendicular ao eixo paralelo que passa pelas vertendes. A aplicação desta carga nas madres, no modelo do SAP2000, foi efectuada aplicando uma carga uniforme e distribuída no sentido do eixo local das madres e deu-se uma inclinação ao eixo local das madres correspondente à inclinação da vertente, neste exemplo essa inclinação foi de 10° . A Fig. 45 ilustra a aplicação das cargas no modelo.

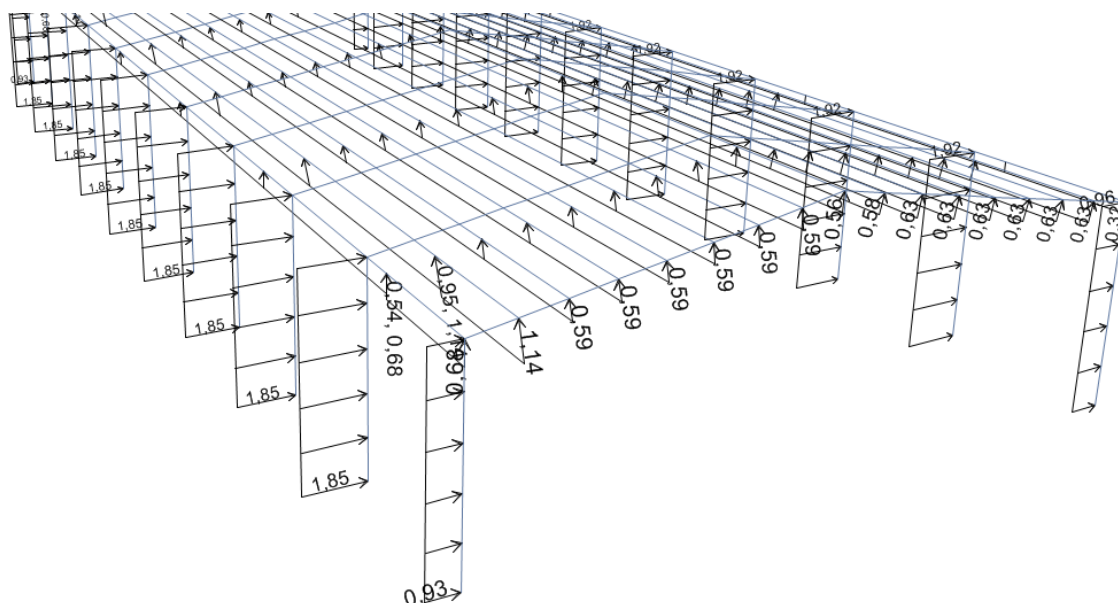


Fig. 45 – Aplicação da carga 01_VENTO_X_01 no modelo de cálculo

5.3.1.4. Neve

A acção da neve é calculada de acordo com a NP EN 1991-1-3. Na Fig. 46 apresenta-se um exemplo da acção do vento num pavilhão industrial com cobertura de 2 vertentes localizado na zona industrial de Castelo Branco, a uma altitude de 450 metros.

| ACÇÃO DA NEVE | | | |
|---------------|-------|-----------|-------|
| Zona | c_z | Exposição | c_e |
| z1 | 0,3 | Normal | 1 |
| Altitude [m] | 450 | | |
| s_k | 0,543 | c_t | 1,0 |
| μ_1 | 0,8 | | |
| Caso (i) | 0,8 | 0,8 | |
| Caso (ii) | 0,4 | 0,8 | |
| Caso (iii) | 0,8 | 0,4 | |

Fig. 46 – Exemplo da introdução da acção da neve

Para efeitos de quantificação da acção da neve, segundo o anexo nacional da NP EN 1991-1-4, Castelo Branco é considerada uma zona Z1, cujo coeficiente $c_z=0,3$. O valor de s_k é dado pela expressão:

$$s_k = C_z \left[1 + \left(\frac{H}{500} \right)^2 \right] = 0,3 \times \left[1 + \left(\frac{450}{500} \right)^2 \right] = 0,543$$

O valor da carga da neve é então dado pela seguinte equação:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

No Quadro 16 apresentam-se os valores da carga uniforme distribuída na cobertura devida a acção da neve quando aplicada na vertente esquerda (s1) ou quando aplicada na vertente direita (s2).

Quadro 16 – Valor de cálculo da carga da neve

| CASO | μ_1 | μ_2 | $C_e \cdot C_t$ | s_k [kPa] | s1 [kPa] | s2 [kPa] |
|------------|---------|---------|-----------------|-------------|----------|----------|
| 01_NEVE_01 | 0,8 | 0,8 | 1,0 | 0,543 | 0,434 | 0,434 |
| 01_NEVE_02 | 0,4 | 0,8 | 1,0 | 0,543 | 0,217 | 0,434 |
| 01_NEVE_03 | 0,8 | 0,4 | 1,0 | 0,543 | 0,434 | 0,217 |

No Quadro 17 apresenta-se o valor da carga equivalente aplicada nas madres no modelo de cálculo, admitindo que a carga da cobertura é distribuída numa largura influência de 1,269 metros para madres centrais. As madres laterais recebem metade desta carga, o que corresponde a metade da largura de influência.

Quadro 17 – Carga uniforme equivalente aplicada nas madres (Acção da neve)

| CASO | MADRES CENTRAIS (L=1,25) | | MADRES LATERAIS (L=2,50) | |
|------------|--------------------------|-----------|--------------------------|-----------|
| | s1 [kN/m] | s2 [kN/m] | s1 [kN/m] | s2 [kN/m] |
| 01_NEVE_01 | 0,54 | 0,54 | 0,27 | 0,27 |
| 01_NEVE_02 | 0,27 | 0,54 | 0,13 | 0,27 |
| 01_NEVE_03 | 0,54 | 0,27 | 0,27 | 0,13 |

A acção da neve é uma carga que actua com direcção da força da gravidade, no modelo de cálculo foi adicionada aos elementos de barra com a direcção vertical.

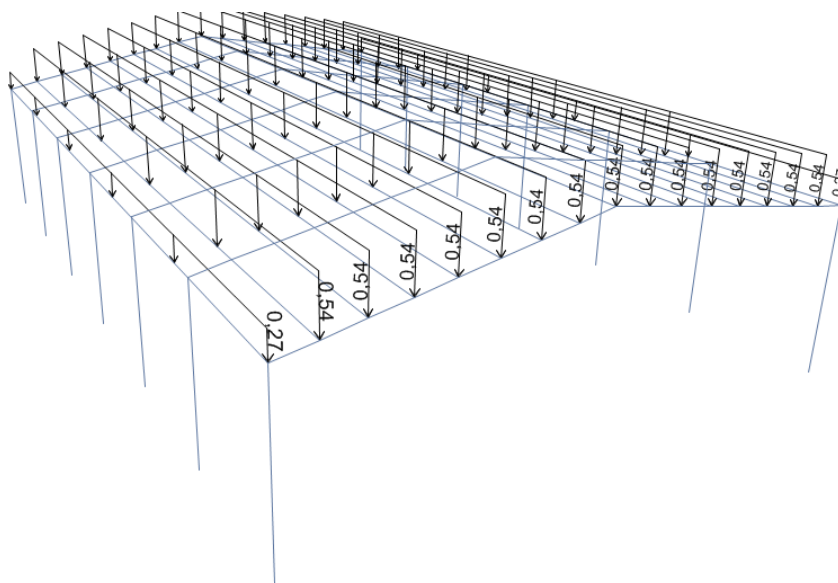


Fig. 47 – Aplicação da carga 01_NEVE_01 no modelo de cálculo

5.3.2. APLICAÇÃO DAS ACÇÕES NO MODELO GLOBAL 3D

As acções do vento e da neve aplicadas na cobertura são acções uniformemente distribuídas por unidade de área e incidem no revestimento da cobertura, que as transfere para as madres. Se admitirmos que o revestimento tem rigidez suficiente para transferir as acções de forma eficiente para as madres é admissível modelar apenas as madres e aplica-lhes directamente cargas equivalentes. Neste sentido, tornou-se necessário calcular estas cargas equivalentes considerando que no caso das cargas do vento e da neve existem variações que dificilmente coincidem com a disposição das madres. Para o efeito optou-se por uma metodologia que consiste na atribuição de uma área de influência a cada madre e na integração das cargas que actuam nessa área.

Esta metodologia relevou-se prática do ponto de vista da criação do algoritmo, permitindo criar dois vectores X e C , o primeiro com as posições, x_i (abscissa do ponto notável), e outro com o valor da carga em cada ponto notável, $c(x_i)$.

$$X=[x_1, x_2, \dots, x_n]$$

$$C=[c(x_1), c(x_2), \dots, c(x_n)]$$

A carga a aplicar na madre cuja abscissa no referencial local é x_j e cuja largura de influência é l resulta na integração numérica do vector C , que é função de X , entre $x_j-l/2$ e $x_j+l/2$.

5.3.3. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

As combinações de acções foram calculadas de acordo com o capítulo 3.5 e apresentam-se detalhadas em anexo.

5.4. CÁLCULO DOS ESFORÇOS

Como referido, o software usado para cálculo dos esforços é o SAP2000 versão 14.2.2 desenvolvido pela “CSI – Computers and structures, Inc.”. Este software permite efectuar desde uma análise estática de uma simples estrutura em 2D a uma análise não-linear e dinâmica de uma estrutura complexa em 3D. No âmbito deste trabalho, optou-se por recorrer à modelação de uma estrutura em 3D e efectuar uma análise estática que se avaliou ser suficientemente rigorosa para os objectivos pretendidos.

Uma vantagem deste software é a interface OAPI (Open Application Programming Interface) que permite a interligação com outros programas recorrendo por exemplo à linguagem VBA (Visual Basic for Applications). É através desta linguagem de programação que foi desenvolvido o programa OPM. O interface desta linguagem com o utilizador é feito através do programa Excel da Microsoft.

5.5. MÓDULO 3 – DIMENSIONAMENTO

O módulo 3 permite o dimensionamento aos estados limites últimos de resistência, efectuando a verificação à flexão composta dos perfis e da estabilidade local para todas as combinações de acções definidas no módulo 2.

A folha de introdução de dados está formatada de forma a permitir copiar os resultados directamente do output produzido pelo SAP2000.

| Frame | Station | OutputCase | CaseType | P | V2 | V3 | T | M2 | M3 | FrameElem | ElemStation |
|-------|------------|-------------|----------|---------|---------|--------|------------|---------|----------|-----------|-------------|
| Text | m | Text | Text | KN | KN | KN | KN-m | KN-m | KN-m | Text | m |
| 1 | 0 ULS_0010 | Combination | | -28,356 | -17,591 | -0,171 | 0,000447 | -0,3569 | -43,643 | 1-1 | 0 |
| 5 | 3 ULS_0010 | Combination | | -26,678 | -17,591 | -0,171 | 0,000447 | 0,1567 | 9,1292 | 1-1 | 3 |
| 6 | 6 ULS_0010 | Combination | | -25,001 | -17,591 | -0,171 | 0,000447 | 0,6704 | 61,9014 | 1-1 | 6 |
| 7 | 0 ULS_0101 | Combination | | 20,107 | 28,831 | 0,514 | -0,0006958 | 1,0554 | 71,536 | 1-1 | 0 |
| 8 | 3 ULS_0101 | Combination | | 21,785 | 21,632 | 0,514 | -0,0006958 | -0,4851 | -4,1581 | 1-1 | 3 |
| 9 | 6 ULS_0101 | Combination | | 23,462 | 14,432 | 0,514 | -0,0006958 | -2,0257 | -58,2541 | 1-1 | 6 |
| 10 | 0 ULS_0102 | Combination | | -3,009 | 20,74 | -0,025 | -0,0016 | -0,0217 | 58,4051 | 1-1 | 0 |
| 11 | 3 ULS_0102 | Combination | | -1,331 | 13,54 | -0,025 | -0,0016 | 0,0519 | 6,9855 | 1-1 | 3 |
| 12 | 6 ULS_0102 | Combination | | 0,346 | 6,341 | -0,025 | -0,0016 | 0,1254 | -22,836 | 1-1 | 6 |
| 13 | 0 ULS_0103 | Combination | | -3,141 | 19,744 | 0,33 | 0,0001792 | 0,6689 | 35,2888 | 1-1 | 0 |
| 14 | 3 ULS_0103 | Combination | | -1,463 | 5,602 | 0,33 | 0,0001792 | -0,322 | -2,7295 | 1-1 | 3 |
| 15 | 6 ULS_0103 | Combination | | 0,214 | -8,541 | 0,33 | 0,0001792 | -1,313 | 1,6791 | 1-1 | 6 |
| 16 | 0 ULS_0104 | Combination | | -21,52 | 19,712 | -0,214 | -0,0015 | -0,4078 | 48,5053 | 1-1 | 0 |
| 17 | 3 ULS_0104 | Combination | | -19,842 | 5,569 | -0,214 | -0,0015 | 0,2352 | 10,5835 | 1-1 | 3 |
| 18 | 6 ULS_0104 | Combination | | -18,165 | -8,573 | -0,214 | -0,0015 | 0,8783 | 15,0885 | 1-1 | 6 |
| 19 | 0 ULS_0105 | Combination | | 12,456 | -4,686 | 0,214 | 0,00005856 | 0,4305 | -11,4911 | 1-1 | 0 |
| 20 | 3 ULS_0105 | Combination | | 14,134 | 2,77 | 0,214 | 0,00005856 | -0,2109 | -8,6162 | 1-1 | 3 |
| 21 | 6 ULS_0105 | Combination | | 15,812 | 10,225 | 0,214 | 0,00005856 | -0,8522 | -28,1087 | 1-1 | 6 |
| 22 | 0 ULS_0106 | Combination | | -0,378 | -18,439 | 0,145 | 0,001 | 0,2751 | -52,2596 | 1-1 | 0 |
| 23 | 3 ULS_0106 | Combination | | 1,299 | -10,983 | 0,145 | 0,001 | -0,1614 | -8,1276 | 1-1 | 3 |

Fig. 48 – Ficheiro de output do SAP2000

No SAP2000, após correr o cálculo da estrutura, seleccionam-se as barras que se pretendem dimensionar. De seguida, exporta-se a tabela de resultados das combinações de acções pretendidas. O resultado é apresentado numa folha de excel como o da Fig. 48.

Desta folha de excel copiam-se as seguintes colunas:

- “Frame Text” - Número da barra atribuído pelo SAP2000 que identifica a barra no modelo
- “Station m” - Posição da barra onde foram obtidos os esforços, medida em metros a partir do nó I da barra.

| | |
|------------------|---|
| “OutupCase Text” | - Combinação de acção a que correspondem os esforços |
| “P KN” | - Esforço Axial [kN] |
| “V2 KN” | - Esforço Transverso segundo a direcção local 2 da barra [kN] |
| “V3 KN” | - Esforço Transverso segundo a direcção local 3 da barra [kN] |
| “T KN-m” | - Momento Torsor [kN.m] |
| “M2 KN-m” | - Momento Flector segundo a direcção local 2 da barra [kN] |
| “M3 KN-m” | - Momento Flector segundo a direcção local 3 da barra [kN] |

Na folha de cálculo do módulo 3 colam-se as colunas nos espaços respectivos. Na Fig. 49 é apresentado um exemplo da folha já com os resultados colados.

| | A | B | C | D | E | F | G | H | I | J | K | L | M | N | O | P | Q | R | S | T | U | V |
|----|--------------------------------|----------------|-------|---------|------------|---------|---------|----------|----------|----------|----------|-----------|------|---------|---------|-------------------|------------------|---|---|---|-------------|---|
| 1 | TABLE: Element Forces - Frames | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2 | Secção | f _y | Frame | Station | OutputCase | P | V2 | V3 | T | M2 | M3 | Classe da | ERRO | Ratio 1 | Ratio 2 | Verificação Final | Limp. resultados | | | | | |
| 3 | Perfil | MPa | Text | m | Text | KN | KN | KN | KN-m | KN-m | KN-m | secção | | | | | Verificar | | | | | |
| 4 | IPE 270 | 275 | 1 | 0 | ULS_0010 | -29,217 | -16,877 | -0,00097 | 0,000127 | -0,0049 | -43,8799 | 1 | | | | | | | | | Dimensionar | |
| 5 | IPE 270 | 275 | 1 | 3 | ULS_0010 | -27,265 | -16,877 | -0,00097 | 0,000127 | -0,002 | 6,7526 | 1 | | | | | | | | | | |
| 6 | IPE 270 | 275 | 1 | 6 | ULS_0010 | -25,313 | -16,877 | -0,00097 | 0,000127 | 0,000865 | 57,385 | 1 | | | | | | | | | | |
| 7 | IPE 270 | 275 | 1 | 0 | ULS_0101 | 13,011 | 25,69 | 0,003302 | -0,0004 | 0,0191 | 64,7823 | 1 | | | | | | | | | | |
| 8 | IPE 270 | 275 | 1 | 3 | ULS_0101 | 14,963 | 18,178 | 0,003302 | -0,0004 | 0,0092 | -1,0187 | 1 | | | | | | | | | | |
| 9 | IPE 270 | 275 | 1 | 6 | ULS_0101 | 16,915 | 10,666 | 0,003302 | -0,0004 | -0,00069 | -44,284 | 1 | | | | | | | | | | |
| 10 | IPE 270 | 275 | 1 | 0 | ULS_0102 | -11,94 | 12,206 | 0,001998 | -0,00027 | 0,0119 | 31,7784 | 1 | | | | | | | | | | |
| 11 | IPE 270 | 275 | 1 | 3 | ULS_0102 | -9,988 | 4,694 | 0,001998 | -0,00027 | 0,0059 | 6,4285 | 1 | | | | | | | | | | |
| 12 | IPE 270 | 275 | 1 | 6 | ULS_0102 | -8,036 | -2,818 | 0,001998 | -0,00027 | -0,00012 | 3,6142 | 1 | | | | | | | | | | |
| 13 | IPE 270 | 275 | 1 | 0 | ULS_0103 | -14,668 | 12,081 | 0,000559 | -5,1E-05 | 0,0034 | 10,5017 | 1 | | | | | | | | | | |
| 14 | IPE 270 | 275 | 1 | 3 | ULS_0103 | -12,715 | -2,592 | 0,000559 | -5,1E-05 | 0,0017 | -3,7317 | 1 | | | | | | | | | | |
| 15 | IPE 270 | 275 | 1 | 6 | ULS_0103 | -10,763 | -17,264 | 0,000559 | -5,1E-05 | 3,34E-05 | 26,0522 | 1 | | | | | | | | | | |
| 16 | IPE 270 | 275 | 1 | 0 | ULS_0104 | -24,786 | 20,235 | 0,002603 | -0,00039 | 0,0161 | 48,3526 | 1 | | | | | | | | | | |
| 17 | IPE 270 | 275 | 1 | 3 | ULS_0104 | -22,834 | 5,563 | 0,002603 | -0,00039 | 0,0083 | 9,6557 | 1 | | | | | | | | | | |
| 18 | IPE 270 | 275 | 1 | 6 | ULS_0104 | -20,882 | -9,11 | 0,002603 | -0,00039 | 0,000451 | 14,9761 | 1 | | | | | | | | | | |
| 19 | IPE 270 | 275 | 1 | 0 | ULS_0105 | 8,455 | -7,833 | -0,00035 | 7,79E-05 | -0,0024 | -17,7634 | 1 | | | | | | | | | | |
| 20 | IPE 270 | 275 | 1 | 3 | ULS_0105 | 10,407 | 0,03 | -0,00035 | 7,79E-05 | -0,0014 | -6,0579 | 1 | | | | | | | | | | |
| 21 | IPE 270 | 275 | 1 | 6 | ULS_0105 | 12,36 | 7,893 | -0,00035 | 7,79E-05 | -0,00035 | -17,942 | 1 | | | | | | | | | | |
| 22 | IPE 270 | 275 | 1 | 0 | ULS_0106 | -11,465 | -22,943 | -0,00193 | 0,000271 | -0,0113 | -59,0984 | 1 | | | | | | | | | | |
| 23 | IPE 270 | 275 | 1 | 3 | ULS_0106 | -9,513 | -15,079 | -0,00193 | 0,000271 | -0,0055 | -2,0654 | 1 | | | | | | | | | | |

Fig. 49 – Módulo 3 – Folha de introdução de dados e dimensionamento

O próximo passo é seleccionar a secção do perfil. No caso de se pretender dimensionar, deve-se seleccionar o menor dos perfis uma vez que o algoritmo de dimensionamento apenas incrementa para o perfil seguinte no caso do perfil actual não passar nas verificações.

Após seleccionado, o perfil é necessário introduzir o valor de tensão de cedência do aço f_y em MPa.

Para a verificação da estabilidade local da barra, é necessário definir as distâncias entre travamentos para ambas as direcções. Estes dados são introduzidos conforme se apresenta na Fig. 50.

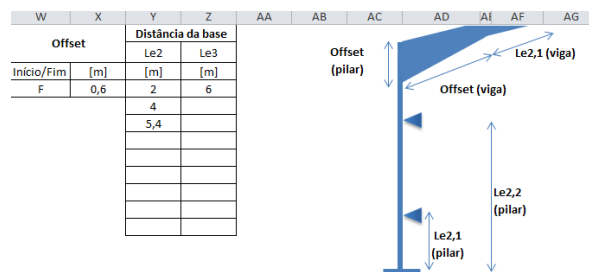


Fig. 50 – Introdução das distâncias entre contraventamentos

O “Offset” é a distância a partir da qual são efectuadas as verificações, permitindo ter em conta o aumento de rigidez que existe na zona da ligação. Os comprimentos “Le2,i” são as distâncias medidas

a partir do nó I da barra a que estão os contraventamentos da direcção 2. No caso do “Offset” ser medido a partir do nó I, como é o caso das vigas, as distâncias dos contraventamentos são medidos a partir do “Offset” e não a partir do nó I, conforme representado na Fig. 50.

Na folha de cálculo são apresentados os seguintes botões:

- “Limpar resultados” – Permite limpar a folha e preparar para introdução de dados novos;
- “Verificar” – Executa o algoritmo de verificação à flexão composta com os perfis indicados;
- “Dimensionar” – Incrementa a secção do perfil até que se concluam todas as verificações em todas as barras e todas as combinações.

Ao proceder à verificação através do botão “Verificar”, são preenchidos os seguintes campos:

- “Classe da secção” – Classificação da secção em regime plástico face aos esforços instalados;
- “ERRO” – Código do erro detectado ao verificar a secção;
- “Ratio 1” – Obtido pela expressão (18);
- “Ratio 1” – Obtido pela expressão (19);
- “Verificação Final” – Retoma o valor “OK” no caso dos Ratios 1 e 2 serem inferiores a 1, caso contrário retoma o valor “NOK”

A classificação da secção é efectuada de acordo com a metodologia proposta em 3.8.1.

Os códigos das mensagens de erro podem ser os seguintes:

“E1” – No caso da secção ser da classe 3 ou 4

“E2” – No caso de ser necessário reduzir a secção efectiva devido ao esforço axial, de acordo com a metodologia proposta em x.

O botão “Dimensionar” executa o algoritmo de verificação. No caso de existir algum erro ou a verificação final ser diferente de “OK”, incrementa a secção do perfil da barra respectiva para a secção seguinte com maior inércia segundo a direcção 3. O algoritmo verificação continua a ser executado até que não existam erros e a verificação final seja “OK” para todas as barras e todas as combinações.

5.6. ARMAZENAMENTO E COMPARAÇÃO DAS SOLUÇÕES

O armazenamento das soluções consiste numa cópia que é feita do ficheiro que contem todas as informações dos módulos 1, 2 e 3. Estas cópias serão alvo de uma posterior análise que irá permitir comparar as diferentes soluções obtidas. Nesta fase, conforme descrito anteriormente, este módulo foi executado de forma manual criando as cópias de forma manual e efectuando as comparações por análise directa desses dados, como se demonstra no capítulo 7.

5.7. ANÁLISE DO MODELO GLOBAL 3D

O modelo global 3D gerado pelo OPM permitiu caracterizar os modos de encurvadura da estrutura perante as acções horizontais e verticais, contribuindo para o estudo do comportamento da estrutura mediante várias disposições do sistema de contraventamento. Neste sentido, elaboraram-se diversos modelos, gerados a partir do modelo 3D fornecido pelo OPM, onde se testaram várias disposições do

sistema de contraventamento. O objectivo foi convergir para uma disposição cujo factor de encurvadura fosse superior, percebendo a cada iteração quais eram os pontos sensíveis da estrutura.

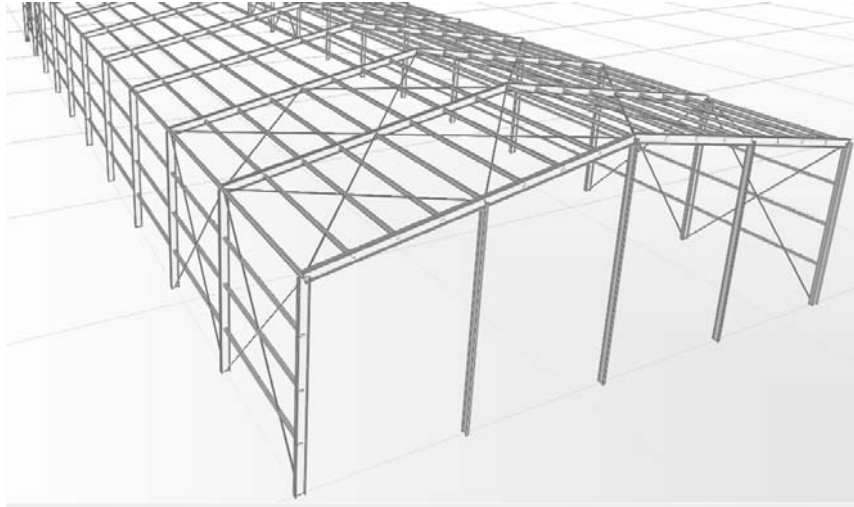


Fig. 51 – Modelo global 3D para dimensionamento dos contraventamentos

A Fig. 51 ilustra o modelo global 3D utilizado para dimensionamento dos elementos de contraventamento. Recorreu-se a cabos de aço em cruz nos três primeiros pórticos de cada extremo, permitindo transferir as acções horizontais à fundação. Este modelo admite que as madres têm rigidez suficiente para transportar as cargas horizontais na direcção longitudinal, entre extremos da cobertura. No que respeita à análise transversal admite-se que a estrutura funciona como nós fixos, sendo as bases dos pilares dimensionadas para resistir aos momentos flectores que resultam quer das acções verticais quer das horizontais.

6

EXEMPLO DE APLICAÇÃO

6.1. GEOMETRIA

6.1.1. ESTRUTURA

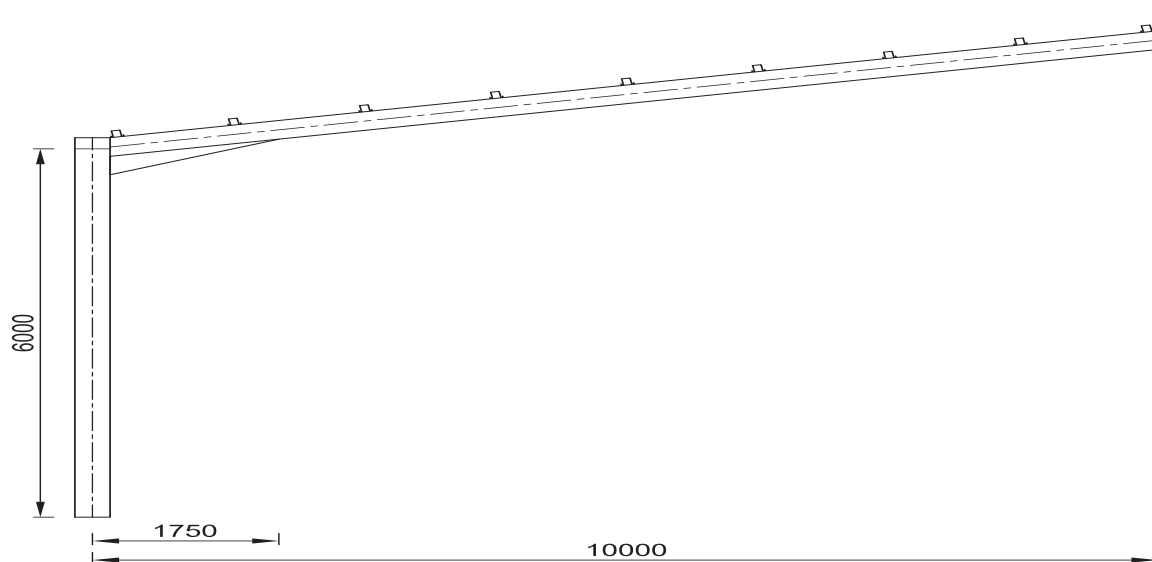


Fig. 52 – Geometria da estrutura

6.2. DIMENSIONAMENTO

6.2.1. PILARES

6.2.1.1. Esforços

Os esforços obtidos para efeitos de dimensionamento resultam directamente do programa de cálculo SAP2000 para as acções e combinações de acções definidas automaticamente pelo programa OPM. Nesta secção efectuem-se as verificações de segurança de acordo com a metodologia programada no módulo 3 do programa OPM, para uma das combinações de acções. O programa OPM aplica esta metodologia recursivamente a todas as combinações de acções, permitindo assim garantir a segurança em todas as combinações de acções.

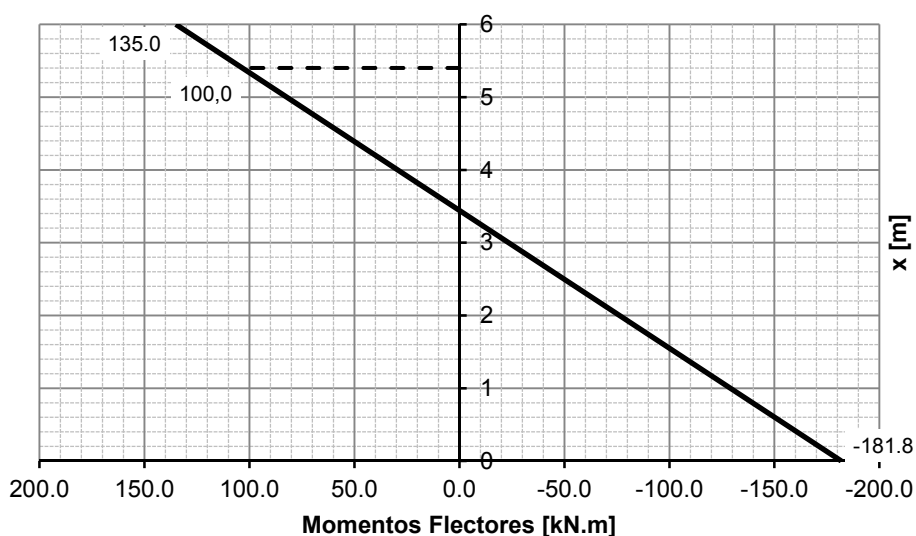


Fig. 53 – Momentos flectores no pilar P36 na combinação ULS_1.111

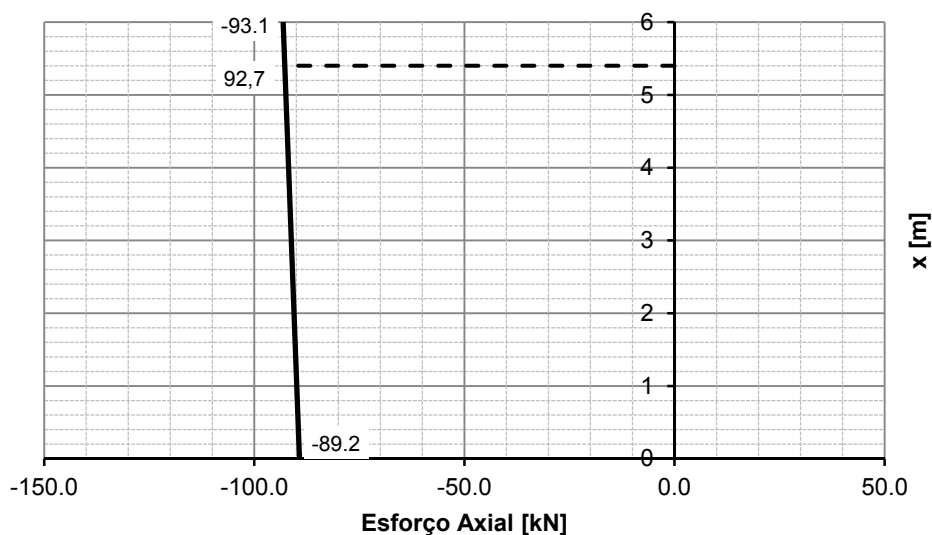


Fig. 54 – Esforço axial no pilar P36 na combinação ULS_1.111

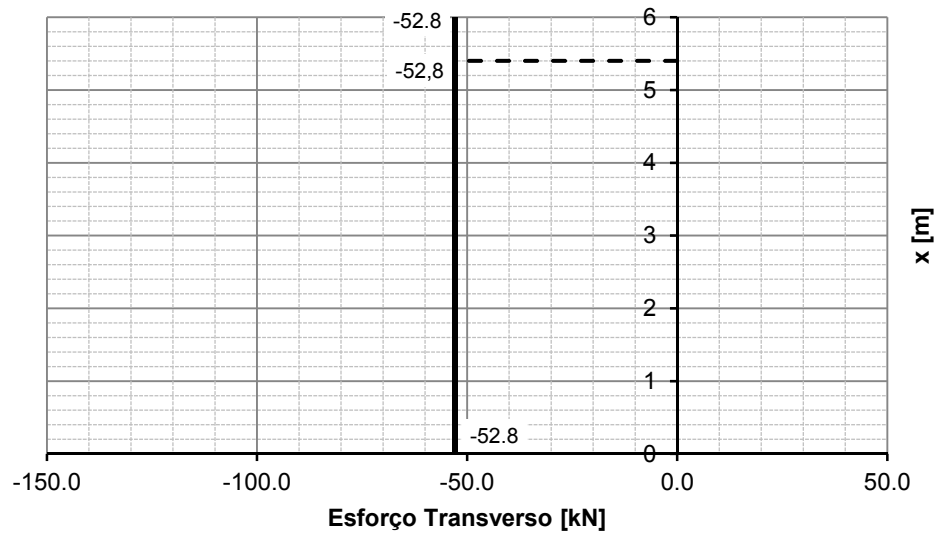


Fig. 55 – Esforço transverso no pilar P36 na combinação ULS_1.111

6.2.1.2. Classificação da secção

Na classificação da secção admitiu-se a metodologia de Gardner and Nethercot (Silva *et al.*, 2010) apresentada no capítulo 4:

$$\alpha = \frac{1}{c} \left(\frac{h}{2} + \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{Ed}}{t_w \cdot f_y} - (t_f + r) \right)$$

$$\alpha = \frac{1}{271 \times 10^{-3}} \left(\frac{330 \times 10^{-3}}{2} + \frac{1}{2} \times \frac{93,1}{7,5 \times 275} - (11,5 \times 10^{-3} + 18 \times 10^{-3}) \right) = 0,58$$

$$c / t = 271 / 7,5 = 36,1 < \frac{396 \varepsilon}{13 \alpha - 1} = \frac{396 \times 0,92}{13 \times 0,58 - 1} = 55,7 \quad (\text{classe 1})$$

$$c / t = (160 / 2 - 7,5 / 2 - 18) / 11,5 = 5,1 < 9 \varepsilon = 9 \times 0,92 = 8,3 \quad (\text{classe 1})$$

6.2.1.3. Verificação da resistência da secção

-Resistência ao esforço axial:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 62,61 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3 = 1721,8 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 93,1 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

-Verificação da interacção com o esforço axial:

$$N_{Ed} = 93,1 < 0,25 N_{pl,Rd} = 430,5 \quad \text{OK}$$

e

$$N_{Ed} = 93,1 < \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_f \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \times (330 - 2 \times 11,5) \times 7,5 \times 275 \times 10^{-3}}{1,0} = 316,6 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

-Resistência à flexão:

$$M_{y,pl,Rd} = \frac{W_{y,pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 804,3 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3 = 221,2 \text{ kN.m} \geq M_{Ed} = 100,0 \text{ kN.m} \quad \text{OK}$$

6.2.1.4. Verificação da estabilidade da secção

$$N_{Rk} = A \cdot f_y = 62,61 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3 = 1721,8 \text{ kN}$$

$$M_{y,Rk} = W_{pl,y} \cdot f_y = 804,3 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3 = 221,2 \text{ kN}$$

$$L_{Ez} = 1,5 \text{ m}$$

$$L_{Ey} = 5,4 \text{ m}$$

-Plano xz – $L_{ey}=5,4\text{m}$:

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{E,y}}{i_y} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{5,4}{13,71 \times 10^{-2}} \times \frac{1}{93,9 \times 0,92} = 0,45$$

$$\alpha = 0,21 \quad \text{curva a (Tabela 6.2)}$$

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,45 - 0,2) + 0,45^2] = 0,63$$

$$\chi_y = \frac{0,63 - \sqrt{0,63^2 - 0,45^2}}{0,45^2} = 0,94$$

-Plano xy – $L_{ey}=1,5\text{m}$:

$$\bar{\lambda} = \frac{1,5}{3,55 \times 10^{-2}} \times \frac{1}{93,9 \times 0,92} = 0,49$$

$$\alpha = 0,34 \quad \text{curva b (Tabela 6.2)}$$

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (0,49 - 0,2) + 0,49^2] = 0,67$$

$$\chi_y = \frac{0,67 - \sqrt{0,67^2 - 0,49^2}}{0,49^2} = 0,89$$

-Cálculo do momento crítico:

$$M_{cr}^E = \frac{\pi}{1,5} \times \sqrt{\frac{81 \times 10^6 \times 28,15 \times 10^{-8} \times 210 \times 10^6 \times 788,1 \times 10^{-8} \times (1 + \pi^2) \times 210 \times 10^6 \times 199,1 \times 10^{-9}}{1,5^2 \times 81 \times 10^6 \times 28,15 \times 10^{-8}}} = 1223,2 \text{ kN.m}$$

$$\beta = -\frac{-102,6}{-181,8} = -0,56$$

$$\alpha_m = 1,75 + 1,05 \times (-0,56) + 0,3 \times (-0,56)^2 = 1,25$$

$$M_{cr} = M_{cr}^E \cdot \alpha_m = 1223,3 \times 1,25 = 1532,4 \text{ kN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT,0} = \sqrt{\frac{804,3 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1532,4}} = 0,38$$

$$\alpha_{LT} = 0,49$$

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (0,38 - 0,4) + 0,75 \times 0,38^2] = 0,55$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,55 + \sqrt{0,55^2 - 0,75 \times 0,38^2}} = 1,01 \rightarrow \chi_{LT} = 1,0$$

$$\psi = \frac{-102,6}{-181,8} = 0,56$$

$$k_c = \frac{1}{1,33 - 0,33\psi} = \frac{1}{1,33 - 0,33 \times 0,56} = 0,87$$

$$f = 1 - 0,5(1 - k_c) \times [1 - 2(\lambda_{LT} - 0,8)^2] = 0,96$$

$$\chi_{LT,mod} = \frac{1}{f} = \frac{1}{0,96} = 1,04$$

$$C_{my} = C_{mLT} = 0,60 + 0,40\psi = 0,60 + 0,40 \times 0,56 = 0,98$$

$$k_{yy} = 0,84$$

$$k_{zy} = 0,99$$

$$\frac{93,1}{0,94 \times 1721,8} + 0,84 \times \frac{181,8}{1,0 \times 221,2} = 0,75 \leq 1,0$$

OK

$$\frac{93,1}{0,89 \times 1721,8} + 0,99 \times \frac{181,8}{1,0 \times 221,2} = 0,87 \leq 1,0$$

OK

Fica concluída a verificação do IPE330.

6.2.2. LIGAÇÃO ENTRE VIGA E A TRAVESSA

6.2.2.1. Geometria

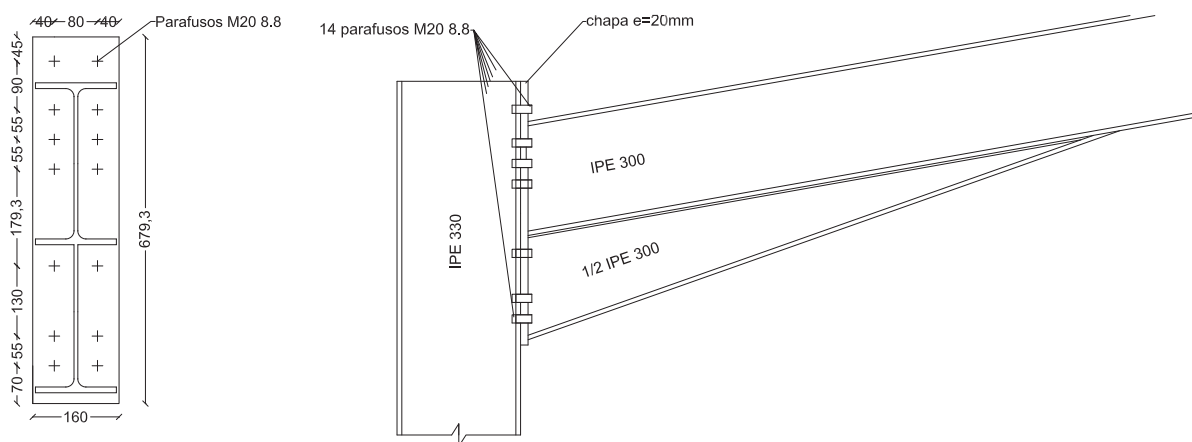


Fig. 56 – Perfil e corte da ligação

6.2.3. LIGAÇÃO ENTRE TRAVESSAS

6.2.3.1. Geometria

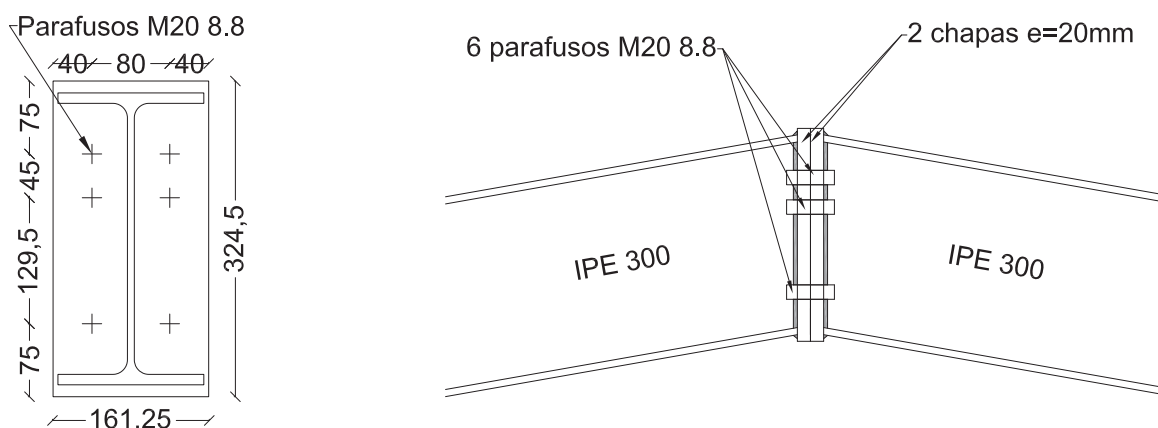


Fig. 57 – Perfil e corte da ligação

6.2.4. CONTRAVENTAMENTOS

Os contraventamentos foram pré-dimensionados a partir do modelo global 3D gerado pelo OPM, do qual se obtiveram os esforços resultantes de uma análise estática linear. Os cabos foram dimensionados para 1% do total dos esforços axiais das barras concorrentes em cada nó e limitando-se a tensão máxima no cabo a 50% da tensão da cedência.

Após o pré-dimensionamento modelaram-se os cabos, com a secção pré-dimensionada, no modelo global 3D e efectuou-se uma análise estática não-linear. Nesta análise, limitou-se a compressão nos cabos a 0 (zero), o que na prática significa que os cabos não permitem que neles se instalem forças de compressão. Desta forma efectuou-se a verificação da segurança da secção pré-dimensionada, garantindo que a tensão de cedência não é excedida em 50% nas combinações de estado limite último.

7

ESTUDOS PARAMÉTRICOS

7.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Este capítulo tem como objectivo demonstrar a importância dos estudos paramétricos, exemplificando com casos concretos. Neste sentido, são apresentados dois estudos.

Em primeiro lugar, é estudada a influência que a inclinação da cobertura tem no cálculo das acções, nomeadamente para inclinações entre 5° e 15°. A partir deste estudo, pretende-se analisar quais são as zonas da cobertura mais solicitadas, o que vai permitir efectuar o dimensionamento da estrutura em conformidade. Nesta análise recorre-se aos módulos 1 e 2 do OPM que facilitaram a obtenção dos valores das cargas para as diferentes condições de inclinação da cobertura.

No segundo estudo, define-se uma estrutura de um pavilhão industrial em pórtico simples e estuda-se a influência que a localização da estrutura tem para efeitos de dimensionamento. Neste sentido, localiza-se a estrutura em duas zonas geográficas distintas em termos de acções neve/vento e efectua-se o dimensionamento dos pórticos.

Em paralelo com este estudo, tira-se partido dos resultados dos esforços e efectua-se o dimensionamento para duas classes de aço diferentes, nomeadamente S275 e S355, com o objectivo de comparar o custo final das soluções.

7.1.1. ZONAS

A zona 1 definiu-se numa localização onde a influência do vento é bastante superior à influência da neve. Optou-se por uma zona costeira onde existe o agravamento da acção vento e uma redução da acção da neve por serem zonas normalmente com baixa altitude. Optou-se ainda por uma localização a sul, onde a acção da neve é também inferior. Destas premissas, chegaram-se aos seguintes dados que foram considerados no cálculo das acções do vento e da neve na zona 1:

Tabela 9 – Zonas geográficas consideradas no estudo paramétrico

| ZONA | VENTO | | NEVE | |
|--------|------------------------|-----|-----------------|--------|
| Zona 1 | Zona (EC1-1-4): | B | Zona (EC1-1-3): | z1 |
| | Rugosidade do terreno: | III | Altitude: | 300 m |
| Zona 2 | Zona (EC1-1-4): | A | Zona (EC1-1-3): | Z3 |
| | Rugosidade do terreno: | II | Altitude: | 1000 m |

7.2. INFLUÊNCIA DA INCLINAÇÃO DA COBERTURA NO CÁLCULO DAS MADRES

As madres apoiam sobre as vigas, resultando uma inclinação do sistema local de eixos das madres de ângulo α igual ao ângulo de inclinação da vertente. Esta inclinação produz flexão desviada para as acções com a direcção da força da gravidade, nomeadamente a sobrecarga, o peso próprio e a neve e flexão simples para a acção do vento que actua com na direcção perpendicular à vertente.

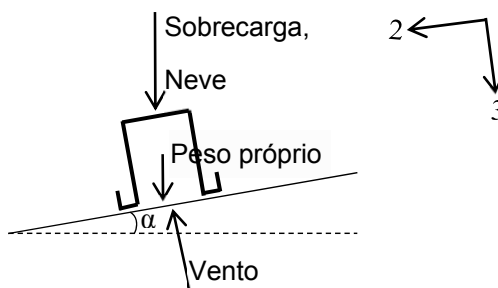


Fig. 58 – Direcção e sentido das acções actuantes

7.2.1.1. Peso próprio das madres e Restante carga permanente

O peso próprio das madres para efeitos de pré-dimensionamento considerou-se igual a 0,0475 kN/m, o que equivale a um perfil MadreMax Ω150x1,5.

A restante carga permanente admitiu-se igual a 0,1 kN/m², que inclui o peso do painel de cobertura, acessórios e elementos de ligação.

7.2.1.2. Sobrecarga

A sobrecarga em coberturas do tipo H é considerada igual a 0,4 kN/m².

7.2.1.3. Acção do vento na cobertura

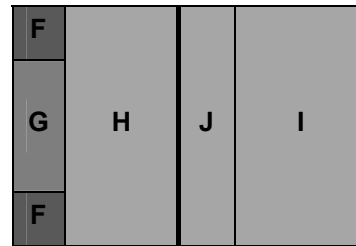
A pressão exercida pelo vento nas superfícies da cobertura é dada pela soma da pressão exterior W_e com a pressão interior W_i . As pressões exterior ou interior são dadas pelo produto da pressão de dinâmica de pico $q_p(z)$ por um coeficiente de pressão c_{pe} ou c_{pi} , respectivamente. O coeficiente de pressão interior foi considerado igual a -0,2 ou +0,3. O coeficiente de pressão exterior depende da zona da cobertura, uma vez que tem em conta os efeitos aerodinâmicos da cobertura.

| Zona | 5° | 10° | 15° |
|------|------|-------|------|
| F | -1,7 | -1,3 | -0,9 |
| | 0,0 | 0,1 | 0,2 |
| G | -1,2 | -1,0 | -0,8 |
| | 0,0 | 0,1 | 0,2 |
| H | -0,6 | -0,45 | -0,3 |
| | 0,0 | 0,1 | 0,2 |
| I | -0,6 | -0,5 | -0,4 |
| | -0,6 | 0 | 0,0 |
| J | -0,6 | -0,8 | -1,0 |
| | 0,2 | 0,1 | 0,0 |

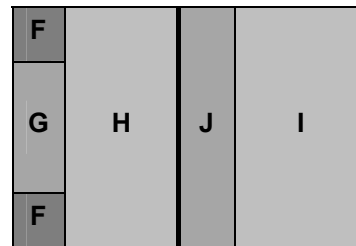
Fig. 59 - Coeficientes de pressão exterior com vento actuar na direcção $\theta=0^\circ$

Da análise dos valores, verifica-se que com o aumento da inclinação, nas zonas que ocupam a maior parte da cobertura (H e I) o coeficiente de pressão diminui. Nas zonas F e G os coeficientes de pressão descem significativamente com o aumento da inclinação. No entanto, existe um aumento significativo na zona J. Desta análise conclui-se que pode ser vantajoso do ponto de vista económico optar por madres de maior inércia ou reforçadas nas zonas F e G para inclinações inferiores a 10° ou nas zona J para inclinações superiores a 10° .

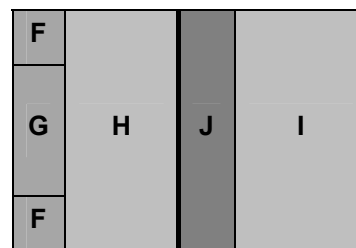
A Fig. 60 pretende demonstrar quais as zonas mais solicitadas pela acção do vento quando actua com a direcção $\theta=0^\circ$. Representou-se numa escala de cinzentos as zonas mais solicitadas (cinza escuro) e as zonas menos solicitadas (cinza claro).



a) Inclinação 5°



b) Inclinação 10°



c) Inclinação 15°

Fig. 60 – Influência da inclinação nos coeficientes de pressão exterior para direcção do vento $\theta=0^\circ$

| Zona | 5° | 10° | 15° |
|------|-----------|------------|------------|
| F | -1,8 | -1,65 | -1,5 |
| G | -1,5 | -1,5 | -1,5 |
| H | -0,9 | -0,85 | -0,8 |
| I | -0,8 | -0,75 | -0,7 |

Fig. 61 - Resultante dos coeficientes de pressão exterior com vento a actuar na direcção $\theta=90^\circ$

Da análise dos valores dos coeficientes de pressão exterior quando o vento actua na direcção $\theta=90^\circ$ verifica-se que na zona F o coeficiente de pressão é superior para inclinações baixas. Nas zonas G, H e I o coeficiente de pressão é pouco afectado, no intervalo de inclinação considerado, mantendo-se praticamente constante nas zonas H e I e constante na zona G. As zonas F e G são as zonas mais afectadas pela pressão do vento.

Esta análise leva à conclusão de que é importante o reforço das madres nas zonas F e G quer devido à acção do vento que é mais severa quer devido ao funcionamento estrutural das madres nestas zonas que se encontram no primeiro tramo das madres. Neste primeiro tramo não existe continuidade no apoio sobre o primeiro pórtico o que conduz a um agravamento dos momentos flectores máximos positivos e negativos nesse tramo.

| | | |
|---|---|---|
| F | H | I |
| G | | |
| G | H | I |
| F | | |

a) Inclinação 5°

| | | |
|---|---|---|
| F | H | I |
| G | | |
| G | H | I |
| F | | |

b) Inclinação 10°

| | | |
|---|---|---|
| F | H | I |
| G | | |
| G | H | I |
| F | | |

c) Inclinação 15°

d) Fig. 62 – Influência da inclinação nos coeficientes de pressão para direcção do vento $\theta=0^\circ$

7.2.1.4. Acção da neve na cobertura

A carga da neve numa cobertura de duas vertentes é influenciada pela inclinação através do coeficiente de forma μ_1 . No caso de inclinações entre 0° e 30° , que cobrem a gama habitual de inclinações de pavilhões industriais, o coeficiente $\mu_1=0,8$.

Considerando os coeficientes de exposição C_e e o coeficiente térmico C_t , ambos iguais a 1,0, o valor da carga da neve passa apenas a depender da altitude e da zona de implantação.

Os valores característicos da carga da neve ao nível do solo para as duas zonas em análise são dados por:

$$\text{- Zona 1: } sk = 0,10 \times \left[1 + \left(\frac{300}{500} \right)^2 \right] = 0,136$$

$$\text{- Zona 2: } sk = 0,30 \times \left[1 + \left(\frac{1000}{500} \right)^2 \right] = 1,500$$

Para as situações de projecto persistentes/transitórias a carga da neve para as zonas em análise é dada por:

$$\text{- Zona 1: } s_1 = 0,8 \times 1,0 \times 1,0 \times 0,136 = 0,109 \text{ kN / m}^2$$

$$\text{- Zona 1: } s_2 = 0,8 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,500 = 1,200 \text{ kN / m}^2$$

A carga da neve é uma carga distribuída aplicada em plano horizontal à cobertura. O valor da carga distribuída sobre o plano inclinado é obtido pela projecção da carga no plano inclinado.

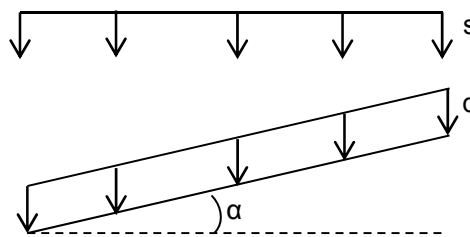


Fig. 63 – Aplicação da carga na neve numa cobertura inclinada

A carga q é dada por $q=s.\cos(\alpha)$ em que α é o ângulo de inclinação da vertente.

7.2.1.5. Acção condicionante no cálculo

No dimensionamento das madres ao estado limite último de resistência consideraram-se as seguintes combinações de acções:

Acção base: Sobrecarga

$$1,35.(G_{PP} + G_{RCP}) + 1,5.SOB \quad (41)$$

Acção base: Vento

$$1,35.(G_{PP} + G_{RCP}) + 1,5.VENTO \quad (42)$$

Acção base: Neve

$$1,35.(G_{PP} + G_{RCP}) + 1,5.NEVE \quad (43)$$

Nos Quadros 18 e 19 apresentam-se as cargas uniformes distribuídas em kN/m equivalente a cada acção considerando a banda de 1 metro para a largura de influência da madre. As cargas referidas nos quadros citados têm a direcção e o sentido positivo do eixo 3 local da barra (ver Fig. 58).

Os valores da carga de pico considerados para cálculo da acção do vento (sk) foram obtidos para uma altura $z=6,0$ metros mais o declive necessário para que uma cobertura com 20 metros se vão forme as inclinações de 5° , 10° e 15° . Esses declives foram 0,88m, 1,77m e 2,68m, respectivamente.

Quadro 18 – Cargas a aplicar nas madres devidas às acções que não dependem da zona geográfica

| | q [kN.m] | | |
|-------|----------|--------|--------|
| | 5° | 10° | 15° |
| G_PP | 0,0473 | 0,0468 | 0,0459 |
| G_RCP | 0,100 | 0,098 | 0,097 |
| SOB | 0,398 | 0,394 | 0,387 |

Quadro 19 – Cargas a aplicar nas madres devidas às acções dependentes da zona geográfica

| | Zona 1: q [kN.m] | | | Zona 2: q [kN.m] | | |
|---------|------------------|-------|-------|------------------|-------|-------|
| | 5° | 10° | 15° | 5° | 10° | 15° |
| VENTO* | 2,023 | 1,600 | 1,143 | 1,207 | 0,923 | 0,666 |
| VENTO** | 1,071 | 1,046 | 1,016 | 0,639 | 0,604 | 0,592 |
| NEVE | 0,108 | 0,106 | 0,102 | 1,191 | 1,164 | 1,120 |

Com os valores característicos das cargas apresentadas nos Quadro 18 e Quadro 19 obtiveram-se as cargas para a situação de estado limite último, de acordo com as expressões (41), (42) e (43).

Quadro 20 – Cargas a aplicar nas madres para as combinações de ELU

| | Zona 1: q [kN.m] | | | Margem entre 5° e 15° | Zona 2: q [kN.m] | | | Margem entre 5° e 15° |
|--------|------------------|-------|-------|-----------------------|------------------|-------|-------|-----------------------|
| | 5° | 10° | 15° | | 5° | 10° | 15° | |
| (41) | 0,796 | 0,786 | 0,773 | 3% | - | - | - | - |
| (42)* | 3,233 | 2,595 | 1,907 | 41% | 2,009 | 1,580 | 1,192 | 41% |
| (42)** | 1,805 | 1,764 | 1,717 | 5% | 1,157 | 1,101 | 1,081 | 7% |
| (43) | 0,361 | 0,354 | 0,346 | 4% | 1,985 | 1,941 | 1,873 | 6% |

*Madres na banda lateral

** Madres na banda central

Verifica-se que na Zona 1 o vento é a acção condicionante no dimensionamento aos ELU e no caso da Zona 2 é a neve a acção condicionante. Verificou-se ainda que a neve passa a ser a acção condicionante a partir de uma altitude de aproximadamente 650 metros, no dimensionamento aos ELU das madres nas bandas centrais.

7.3. INFLUÊNCIA DA LOCALIZAÇÃO DA ESTRUTURA NO DIMENSIONAMENTO DOS PÓRTICOS

7.3.1. GEOMETRIA

O estudo que se apresenta incidiu sobre a estrutura de um pavilhão industrial com 20 metros de vão, uma altura 6 metros (pilares), um declive de 1,77 metros entre o topo dos pilares e o topo da cobertura.

Os pórticos são espaçados de 5 metros num total de 11 pórticos, o que prefaz uma área total de 50x20 m².

Por cada vertente existem 9 madres, incluindo a da cumeeira. A inclinação das vertentes é de 10°.

Na Fig. 64 apresenta-se a caracterização da geometria introduzida no programa OPM.

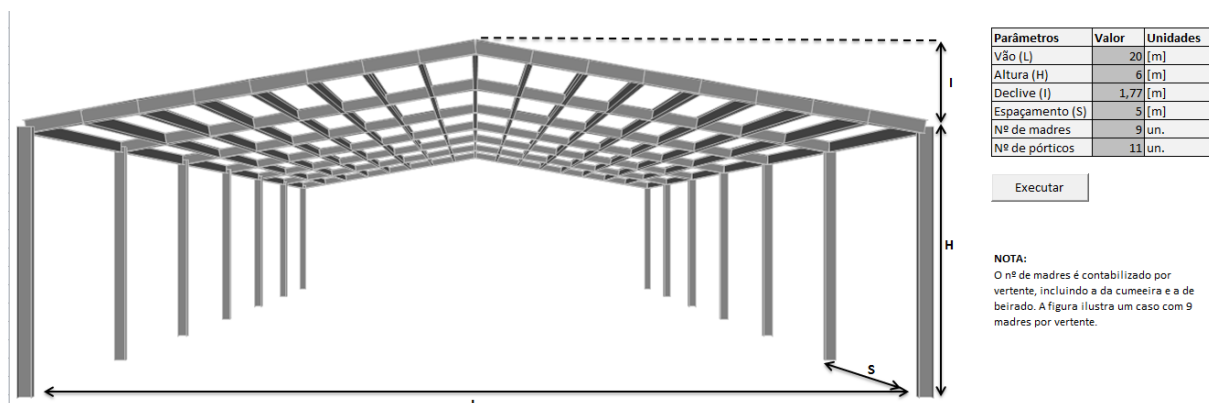


Fig. 64 – Caracterização geométrica (OPM)

7.3.2. ACÇÕES

As acções consideradas para as zonas 1 e 2 foram introduzidas no OPM como se demonstra na Fig. 65.

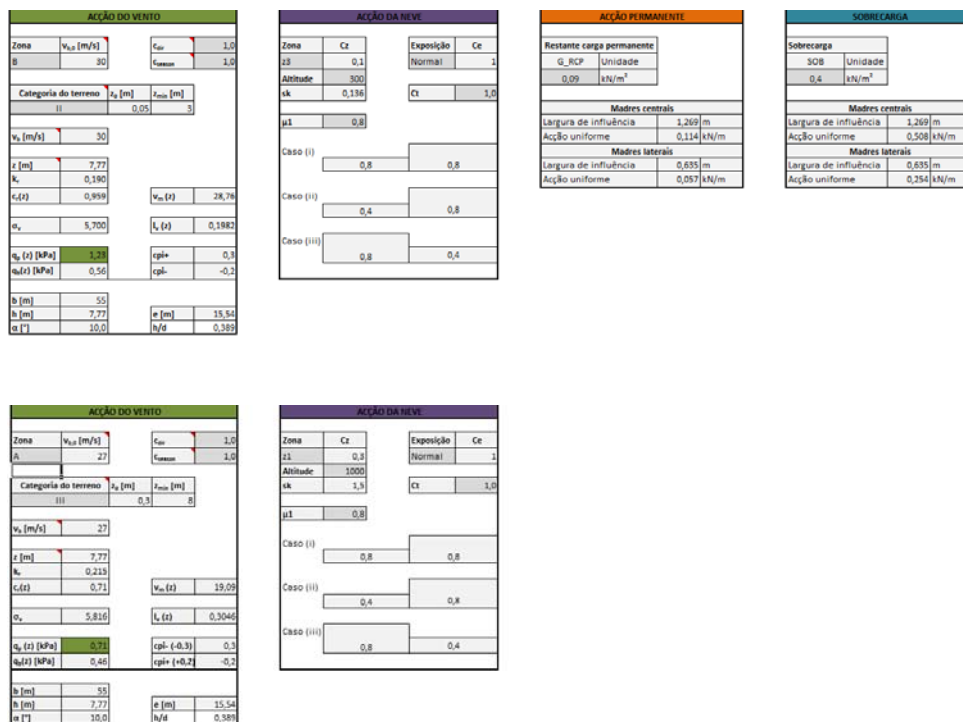


Fig. 65 – Introdução das acções no programa OPM

7.3.3. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

As combinações de acções foram obtidas conforme indicado no capítulo 3.5.

7.3.4. RESULTADOS

Após obtenção dos esforços pelo programa SAP2000 e dimensionamento no módulo 3 do programa OPM, resumem-se no Quadro 21 os perfis máximos obtidos para os pilares e das travessas para um aço S275 e no Quadro 22 para um aço S355.

Quadro 21 – Resumo do dimensionamento com perfis em aço S275

| ZONA | COMBINAÇÕES CONDICIONANTES NO DIMENSIONAMENTO | SECÇÕES MÁXIMAS | |
|------|---|-----------------|-----------|
| | | PILARES | TRAVESSAS |
| 1 | ULS_1.111 | IPE 330 | IPE 300 |
| | ULS_1.112 | | |
| 2 | ULS_2.0121 | IPE 400 | IPE 360 |
| | ULS_2.0221 | | |

Quadro 22 – Resumo do dimensionamento com perfis em aço S355

| ZONA | COMBINAÇÕES CONDICIONANTES NO DIMENSIONAMENTO | SECÇÕES MÁXIMAS | |
|------|---|-----------------|-----------|
| | | PILARES | TRAVESSAS |
| 1 | ULS_1.111 | IPE 300 | IPE 270 |
| | ULS_1.112 | | |
| 2 | ULS_2.0121 | IPE 360 | IPE 330 |
| | ULS_2.0221 | | |

Da análise dos resultados obtidos verifica-se que a zona 2 é a mais gravosa do ponto de vista do dimensionamento, quer dos pilares quer das travessas.

Com os resultados obtidos, efectuou-se uma estimativa do custo do aço para as duas soluções, nomeadamente, em aço S275 e S355, cujos resultados de apresentam nos Quadros 23 ao 25. Os preços foram obtidos como base na tabela da Fig. 66, cedida por um fornecedor de perfis aço, admitindo-se que são apenas indicativos e representam a média do mercado nacional.

Quadro 23 – Estimativa orçamental com perfis em aço S275

| ZONA | PILARES | TRAVESSAS | TOTAL POR PÓRTICO | |
|------|---------|-----------|-------------------|------|
| | (6,0m) | (10,15m) | [kg] | [€]* |
| 1 | 294,6 | 428,3 | 1445,8 | 1328 |
| 2 | 397,8 | 579,6 | 1954,8 | 1832 |

Quadro 24 – Estimativa orçamental com perfis em aço S355

| ZONA | PILARES (6,0m) | TRAVESSAS (10,15m) | TOTAL POR PÓRTICO | |
|------|-------------------|-----------------------|-------------------|------|
| | | | [kg] | [€]* |
| 1 | 253,2 | 366,4 | 1239,2 | 1197 |
| 2 | 342,6 | 498,4 | 1682,0 | 1677 |

Quadro 25 – Comparação entre perfis em aço S275 e S355

| ZONA | TOTAL [kg] | TOTAL [kg] | RÁCIO | TOTAL [€] | TOTAL [€] | RÁCIO |
|------|------------|------------|-------|-----------|-----------|-------|
| | S275 | S355 | % | S275 | S355 | % |
| 1 | 1445,8 | 1239,2 | 14,3 | 1328 | 1197 | 9,9 |
| 2 | 1954,8 | 1682,0 | 14,0 | 1832 | 1677 | 8,5 |

A análise aos resultados obtidos permite concluir-se que é possível obter uma economia de aproximadamente 14%, em termos de quantidade de aço e uma economia de aproximadamente 9% em termos de custo final, no caso de se optar por usar aço da classe S355 em vez da S275.

| PERFIS | | | | | |
|----------|--------|----------|----------|----------|----------|
| DIMENSÃO | UPN | IPN | ipe | HEB | HEA |
| (mm) | €/TON | €/TON | €/TON | €/TON | €/TON |
| 80 | 856,00 | 856,00 | 856,00 | | |
| 100 | 856,00 | 856,00 | 856,00 | 887,00 | 900,00 |
| 120 | 856,00 | 856,00 | 856,00 | 887,00 | 900,00 |
| 140 | 881,00 | 881,00 | 887,00 | 887,00 | 900,00 |
| 160 | 881,00 | 881,00 | 887,00 | 887,00 | 900,00 |
| 180 | 881,00 | 881,00 | 887,00 | 887,00 | 900,00 |
| 200 | 881,00 | 881,00 | 887,00 | 906,00 | 918,00 |
| 220 | 881,00 | 881,00 | 887,00 | 906,00 | 918,00 |
| 240 | 893,00 | 912,00 | 906,00 | 925,00 | 943,00 |
| 260 | 893,00 | 912,00 | | 925,00 | 943,00 |
| 270 | | | 906,00 | | |
| 280 | 893,00 | 912,00 | | 943,00 | 962,00 |
| 300 | 906,00 | 912,00 | 906,00 | 943,00 | 962,00 |
| 320 | 906,00 | 956,00 | | 943,00 | 962,00 |
| 330 | | | 937,00 | | |
| 340 | | 956,00 | | 987,00 | 1.006,00 |
| 350 | 968,00 | | | | |
| 360 | | 956,00 | 937,00 | 987,00 | 1.006,00 |
| 380 | 968,00 | 956,00 | | | |
| 400 | 968,00 | 981,00 | 937,00 | 987,00 | 1.006,00 |
| 450 | | 1.025,00 | 981,00 | 1.087,00 | 1.106,00 |
| 500 | | 1.025,00 | 981,00 | 1.087,00 | 1.106,00 |
| 550 | | 1.075,00 | 1.056,00 | 1.087,00 | 1.106,00 |
| 600 | | 1.075,00 | 1.056,00 | 1.087,00 | 1.106,00 |
| 650 | | | | 1.312,00 | 1.331,00 |
| 700 | | | | 1.312,00 | 1.331,00 |

P 5/11
HEM = HEB + 30 €/TON

| | | | |
|---------------------------|----------|-----------------------|----------|
| EXTRAS DE COMPRIMENTO : | | EXTRAS DE QUALIDADE : | |
| 11,1 mt e 13,1 mt : | 20 €/TON | S355 JR / J0 : | 60 €/TON |
| >= 15,1 mt e <= 16,1 mt : | 10 €/TON | S355 J2 : | 70 €/TON |
| > 16,1 mt e <= 18,1 mt : | 15 €/TON | | |
| > 18,1 mt : | 20 €/TON | | |

Fig. 66 – Exemplar de preço para perfis comerciais laminados a quente (Junho de 2011)

8

CONCLUSÃO

A construção metálica é um mercado em expansão que tem respondido aos novos desafios da construção oferecendo, comparativamente à construção em betão armado, soluções mais sustentáveis, com menores custos e prazos. Partindo desta ideia, esta dissertação centrou-se no estudo das soluções actualmente existentes de pavilhões industriais, actualmente uma importante percentagem da construção metálica.

Assim, numa primeira abordagem, percebeu-se que na construção da estrutura de um pavilhão industrial os custos mais significativos são o próprio material de construção (o aço), a mão-de-obra e o transporte. No que respeita aos dois primeiros aspectos referidos, tem-se constatado que, nos últimos anos, devido ao aumento do custo da mão-de-obra, a opção recai pela utilização de perfis de alma cheia, em vez de pórticos treliçados, para as estruturas de pequenos e médios vãos, de forma a poupar-se no custo da mão-de-obra. Porém, verifica-se, também, que tal opção acaba por se traduzir num sobrecusto de material, pois a utilização de perfis únicos não se mostra eficiente do ponto de vista estrutural.

Por isso, com o objectivo de reduzir os custos concluiu-se que poderão ser adoptadas duas abordagens: uma será optar por pórticos treliçados e estudar uma forma de reduzir a mão-de-obra necessária em fábrica, a outra será optar pela solução de perfis de alma cheia e estudar uma forma mais racional de uso do material sem sobrecusto da mão-de-obra. Para tal, teremos de ter em mente que o transporte do material implica um custo que varia tendo em conta dois factores determinantes: o peso e a dimensão do material. Assim, mesmo que as estruturas treliçadas sejam mais leves, tornam-se mais difíceis de transportar porque são peças completas de grande comprimento, soldadas em fábrica e que necessitam de ser transportadas completas para o estaleiro e montadas por inteiro. Neste sentido, revela-se mais económico transportar estruturas de pavilhões com soluções em pórticos de alma cheia.

Como temos vindo a verificar, o problema da optimização dos custos de uma estrutura tem várias variáveis, ainda que se fale apenas dos custos directos resultantes da quantidade de material necessário à execução da estrutura. Por isso, este trabalho centrou-se no estudo da influência das variáveis que caracterizam geometricamente a estrutura e das acções que nela actuam, admitindo-se que estas conseguem representar praticamente a globalidade do problema.

Neste contexto, verificou-se que os programas actuais permitem apenas o estudo de uma estrutura em que estas variáveis são fixadas, sendo trabalhoso o estudo de várias outras soluções quando se alteram estas mesmas variáveis. Para dar resposta a este problema, foi desenvolvida uma ferramenta informática, designada OPM, que permite facilmente o estudo de várias estruturas tomando de forma distinta para cada uma a caracterização geométrica e as acções actuantes.

A arquitectura do programa desenvolveu-se ao longo de seis módulos, onde cada um permite a definição ou o estudo de cada parte do problema. Neste sentido, cada módulo tem por objecto, especificamente, a caracterização geométrica da estrutura, a definição das acções e das combinações de acções, o cálculo dos esforços com recurso a um programa de cálculo automático, a obtenção dos resultados e o dimensionamento, o armazenamento da solução e a comparação das soluções.

Assim, no primeiro módulo são introduzidos os parâmetros que caracterizam a geometria da estrutura, permitindo a definição genérica de um pórtico simples com perfis de alma cheia. Este módulo foi adaptado de forma a permitir, no futuro, a introdução de várias tipologias com o objectivo de permitir a comparação dos custos das diferentes soluções resultantes, sendo esta característica que confere uma maior versatilidade ao programa, tornando-o facilmente expansível.

No segundo módulo introduzem-se os dados das acções permanentes e das acções variáveis que interessam ao dimensionamento da estrutura. Para tal, são calculadas todas as cargas a aplicar ao modelo de cálculo com base nas características geométricas da estrutura que influenciam as cargas da neve e do vento.

O terceiro módulo cria o modelo de cálculo no SAP2000 e aplica todas as acções recorrendo aos dados definidos nos dois primeiros módulos.

O quarto módulo permite o dimensionamento dos pilares e das vigas em flexão composta ao Estado Limite Último de Resistência. Este módulo é igualmente versátil permitindo facilmente introduzir mais verificações de segurança.

O quinto módulo armazena a solução, isto é, guarda os resultados obtidos do dimensionamento.

Após o armazenamento, é necessário fazer uma nova interacção regressando ao primeiro módulo, definindo novas características geométricas e armazenando a nova solução.

Estando completo o processo iterativo e armazenadas as soluções, finaliza-se o processo com a comparação das soluções.

Elaborado o programa OPM efectua-se a comprovação dos resultados do programa e a análise dos resultados obtidos para o exemplo de um pavilhão industrial com as dimensões de 20x50 m², localizado em duas zonas geográficas distintas em termos de acção do vento e da neve e, ainda, para duas classes de aço, nomeadamente, S275 e S355.

Na análise do pavilhão industrial, o programa permitiu rapidamente o cálculo e o dimensionamento simultâneo da estrutura para as duas zonas geográficas e para as duas classes de aço. Da análise dos resultados obtidos, verificou-se que:

- A Zona 1 (definida no capítulo 7) é condicionante no dimensionamento em ELU permitindo verificar que nas zonas onde a acção do vento é muito significativa é importante reforçar a estrutura nas zonas em que esta acção é mais desfavorável o que não acontece na Zona 2, uma vez que a acção da neve é praticamente uniforme em toda a estrutura.

- Se obtém uma economia da ordem dos 9% do custo total do aço no caso de se optar por um aço da classe S355 invés do corrente S275.

Devido à importância que as acções do vento e da neve têm no dimensionamento deste tipo de estruturas, foi ainda feita uma análise da influência destas acções no dimensionamento das madres. Verificou-se que, ao reforçar as madres nas zonas dos cantos e extremos da cobertura, é possível optar por madres globalmente mais económicas quando a acção do vento é importante. No caso de ser a

acção da neve a acção condicionante, regra geral toda a cobertura se encontra solicitada de igual forma permitindo a uniformizar as secções das madres para toda a estrutura.

Verificou-se ainda que a inclinação da cobertura altera pouco o valor destas acções para inclinações entre 5° e 15°, com excepção das zonas dos cantos e extremos da cobertura onde a acção do vento é significativamente mais severa para baixas inclinações. No caso de inclinações mais elevadas, é recomendável reforçar as madres junto à cumeeira da estrutura, porque a acção do vento torna-se mais desfavorável nessa zona.

No que respeita aos contraventamentos, é importante o reforço da estrutura nas madres junto à cumeeira e nos extremos laterais por que é onde existe uma maior concentração de esforço axial resultante do vento a 90°.

BIBLIOGRAFIA

- Álvarez, Ramón Argüelles, *et all. Estructuras de acero*. Bellisco, Madrid, 2001.
- Caetano, Elsa de Sá. *Apontamentos de Estruturas Metálicas e Mistas: Versão 2 - 2010/2011*.
- Carneiro, Francisco., Martins, João Guerra. *Análise de Estruturas: Contraventamento de Edifícios*. 2008.
- Centre Technique Industriel de La Construction Metallique (CTICM). *Assemblages Flexionnels en Acier Selon L'Eurocode*, Saint-Remy-Les-Chevreuse, 1996.
- César, Manuel Teixeira Braz. *Estudos Paramétricos Sobre a Instabilidade de Pórticos Metálicos Bidimensionais e Tridimensionais*. Dissertação de Mestrado, 2004.
- César, Manuel Teixeira Braz., Cachim Paulo. *Análise e Desempenho Sísmico de um Pórtico Metálico de Travessas Inclinadas através de Análises Não-Lineares*. 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2007.
- Computers & Structures Inc. *CSI Analysis Reference Manual*. Berkeley, 2010.
- Cruz, João Pedro Rosa da. *Acção do Vento e Segurança Estrutural de Edifícios Industriais Dotados de elementos fusíveis na envolvente*. Dissertação de Mestrado. Universidade Nova de Lisboa, 2010.
- European Convention for Constructional Steelwork (ECCS). *Statistical Bulletin for the production in 2009*, Annual Meetings 2010, September 2010, Istanbul.
- Fisher, M.James. *Industrial Buildings Roofs to Anchor Rods*. American Institute of Steel Construcction,INC. United States of América, 2005.
- Hirt, Manfred A., Crisinel, Michel. *Charpentes Métalliques*. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne, 2001
- <http://sap2000.org/isap/index-3.htm>. 11 de Abril de 2011.
- Lleonart, José Monfort. *Pórticos Metálicos: Critérios de Cálculo*,1995.
- Loureiro, Henrique. *Excel Macros & VBA*. FCA – Editora de Informática. Lisboa, 2005.
- MacGinley,T,J. *Steel Structures*, E& FN SPON, London,1997.
- Madeira, Alisson Ramos. *Estrutura em Aço para Pavilhão Industrial: Comparação entre Soluções com elementos Treliçados e de Alma Cheia*. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2009.
- Magalhães, Luís Miguel, *Apontamentos de Estruturas Metálicas e Mistas*. Universidade da Beira Interior.
- Martins, João Guerra. *Estruturas Metálicas: EC3 Ligações*, 2011.
- Martins, João Guerra. *Estruturas Metálicas:EC3-Parte 1.1/Volume II.*, 2ª Edição, 2011.
- Martins, João Guerra. *Estruturas Metálicas:EC3-Parte 1.1/Volume III.*,6ª Edição, 2011.
- Martins, João Guerra. *Estruturas Metálicas:EC3-Parte 1.1/Volume II.*,7ª Edição, 2011.
- Martins, João Guerra. *Materiais de Construção II: Execução de Estruturas Metálicas*. Universidade Fernando Pessoa, 2011
- Martins, Marcelo Melo. *Estudo de Bases de Pilares Metálicos pelo Método dos Elementos Finitos*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2002.

Mendes, Pedro. *Eurocódigos Estruturais*, 2010.

Mota Freitas, J. *Apontamentos de Estruturas Metálicas e Mistas*

Mundiperfil. <http://www.mundiperfil.pt/>. Acesso em 12 de Junho de 2011.

Nunes, Pedro. *Acção do vento em coberturas metálicas - Modelação de uma estrutura do tipo “sombreador”*, Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, 2008.

Oliveira, Nuno Miguel Melo de. *Análise Comparativa de Soluções em Betão, Aço e Madeira para Pavilhões*, Dissertação de Mestrado, Universidade de Aveiro, 2010.

Rodriguez, Fernando., Azcúnaga, Avial. *Construcciones Metalicas*, Libreria Editorial Bellisco, 1987.

Silva, Luís., Simões, Rui., Gervásio, Helena. *Design of Steel Structures*, ECCS, 2010.

Silva, Vitor Dias. *Mecânica e Resistência dos Materiais*. Zuari – Edição de Livros Técnicos. Coimbra, 1999.